



TUGAS AKHIR - RC14-1501

**STUDI PERBANDINGAN PERSYARATAN BETON
PRATEKAN MENGGUNAKAN SNI 03-2847-2002 DAN
SNI 2847:2013 DENGAN TINJAUAN GEMPA**

FREDDY ALFREDA
NRP. 3112 100 007

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavo, ST., MT., PhD.

Dosen Pembimbing II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**STUDI PERBANDINGAN PERSYARATAN BETON
PRATEKAN MENGGUNAKAN SNI 03-2847-2002
DAN SNI 2847:2013 DENGAN TINJAUAN GEMPA**

**FREDDY ALFREDA
NRP 3112 100 007**

Dosen Pembimbing
Prof. Tavio, ST., MT., PhD.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**STUDY COMPARISON RULES OF PRESTRESSED
CONCRETE USING SNI 03-2847-2002 AND SNI
2847:2013 WITH EARTHQUAKE
CONSIDERATION**

**FREDDY ALFREDA
NRP 3112 100 007**

**Academic Supervisors
Prof. Tavio, ST., MT., PhD.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.**

**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**

**STUDI PERBANDINGAN PERSYARATAN BETON
PRATEKAN MENGGUNAKAN SNI 03-2847-2002
DAN SNI 2847:2013 DENGAN TINJAUAN GEMPA**

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik**

pada

Bidang Studi Struktur

Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

FREDDY ALFREDA

NRP. 3112 100 007

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Tavio, ST., MT, PhD (Pembimbing I)
NIP : 197003271997021001

2. Prof. Dr. Ir. I G. P. Raka, DEPAUSAN (Pembimbing II)
NIP : 195004031976031003

**SURABAYA
JANUARI, 2016**

STUDI PERBANDINGAN PERSYARATAN BETON PRATEKAN MENGGUNAKAN SNI 03-2847-2002 DAN SNI 2847:2013 DENGAN TINJAUAN GEMPA

Nama Mahasiswa : Freddy Alfreda
NRP : 3112 100 007
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Tavio, ST., MT., PhD.
Prof. Dr. Ir. I G. P. Raka, DEA.

Abstrak

Beton pratekan/prategang adalah kombinasi antara beton dengan mutu yang tinggi dan baja bermutu tinggi dikombinasikan dengan cara aktif. Cara aktif ini dapat dicapai dengan cara menarik baja dengan menahannya ke beton, sehingga beton dalam keadaan tertekan. Karena penampang beton sebelum beban bekerja telah dalam kondisi tertekan, maka bila beban bekerja tegangan tarik yang terjadi dapat dihilangkan oleh tegangan tekan yang telah diberikan pada penampang sebelum beban bekerja. Sedangkan cara bekerja beton bertulang adalah mengkombinasikan antara beton dan baja tulangan dengan membiarkan kedua material tersebut bekerja sendiri-sendiri, dimana beton bekerja memikul tegangan tekan dan baja penulangan memikul tegangan tarik.

Dalam Tugas Akhir ini dibahas studi perbandingan persyaratan beton prategang dengan mengambil objek di ruang hall. Studi ini membandingkan persyaratan di dalam SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013. Di dalam studi ini akan didapatkan hasil perbandingan dari peraturan kedua SNI tersebut.

Studi dilakukan dengan melakukan pemodelan gedung mempunyai kegunaan sebagai pusat perkantoran di wilayah gempa Padang. Gedung memiliki 12 lantai (± 54 m) ini menggunakan beton bertulang biasa pada keseluruhan lantai,

serta ruang rapat yang berada di lantai paling atas dirancang dengan menggunakan beton prategang.

Studi ini juga memenuhi peraturan mengenai bangunan tahan gempa, seperti SNI 03-1726-2002, SNI 1726:2012, PPIUG 1983, SNI 1727:2013, serta aturan mengenai beton prategang yang sesuai dengan konsep bangunan tahan gempa.

Kata Kunci : Studi, Beton Prategang, Beton Bertulang, SNI, Gempa

STUDY COMPARISON RULES OF PRESTRESSED CONCRETE USING SNI 03-2847-2002 AND SNI 2847:2013 WITH EARTHQUAKE CONSIDERATION

Student Name : Freddy Alfreda
NRP : 3112 100 007
Department : Civil Engineering ITS
Academic Supervisor : Prof. Tavio, ST., MT., PhD.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu
Raka, DEA.

Abstract

Prestressed concrete is a combination of high strength concrete and high strength steel in an active manner. This is achieved by tensioning the steel and holding it against the concrete, thus putting the concrete into compression. When the live load works, the tension stressed can be eliminated by compression stress has been given to the concrete before the live load works. Common reinforcement concrete combines concrete and steel bars by simply putting them together and letting them act together as they may wish, which concrete resist compression stress and steel bars resist tension stress.

In this final project were discussed study comparison rules of prestressed concrete in colloquium hall. This study compares rules of prestressed concrete using SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013. In this study, we will get the results of the comparison rules.

Study which done to the building with modeling building as an office center in the Padang earthquake. The building as high as 12 stories (± 54 m) was designed using common reinforcement concrete in overall storie, and colloquium hall was designed using prestressed concrete.

This study should be complied with the rules about earthquake resistant building rules, such as SNI 03-1726-2002, SNI 1726:2012, PPIUG 1983, SNI 1727:2013, and rules about prestress concrete which suitable for earthquake resistant building concept.

Key Words : Study, Prestressed Concrete, Common Reinforcement Concrete, SNI, Earthquake

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “***Studi Perbandingan Persyaratan Beton Pratekan Menggunakan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 dengan Tinjauan Gempa***” ini dengan baik dan tepat waktu.

Adapun Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan untuk memenuhi syarat kelulusan Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya. Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang nyata dalam bidang ketekniksipilan.

Dalam kesempatan ini, penulis ingin menyampaikan terima kasih kepada semua pihak yang telah berkontribusi atas terselesainya laporan Tugas Akhir ini, diantaranya :

1. Kedua orang tua.
2. Semua anggota keluarga, adik, dan kakak yang telah memberikan semangat selama menjalani perkuliahan di ITS.
3. Bapak Prof. Tawio ST., MT., PhD dan Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka sebagai dosen pembimbing yang telah memberikan banyak arahan dan ilmu yang sangat bermanfaat.
4. Keluarga 2012, khususnya teman seperjuangan asistensi, I Dewa Hendra K, Ikhsan Fahrozi, Fakhriyah, Yutizsa Mutiasari, M. Bagus Wiratama, Yanuar A, Lorddy Z, Bernard, Hersanti Rahayu, Esti Lungit, Dwitya, Annisa, Desyta, Randra, Georgi
5. Serta seluruh pihak yang menyempatkan hadir pada Seminar Tugas Akhir penulis.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran sangat diharapkan untuk pengembangan selanjutnya. Akhir kata, semoga tugas akhir ini bermanfaat bagi generasi berikutnya.

Surabaya, Januari 2016

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul.....	i
Title Page	ii
Lembar Pengesahan	iii
Abstrak.....	iv
Abstract.....	vi
Kata Pengantar.....	viii
Daftar Isi	x
Daftar Tabel.....	xvii
Daftar Gambar	xx
 BAB I PENDAHULUAN.....	 1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Permasalahan	2
1.3 Tujuan.....	3
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat.....	3
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA	 5
2.1 Umum.....	5
2.2 Peraturan Perencanaan.....	5
2.2.1 Pendahuluan.....	5
2.2.2 Material Beton Prategang	7
2.2.3 Prinsip Dasar Beton Prategang	8
2.2.4 Metode Pemberian Gaya Prategang	9
2.2.5 Tahap Pembebanan	12
2.2.6 Kemampuan Layan	12
2.3 Perbandingan Peraturan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013.....	14
 BAB III METODOLOGI	 49
3.1 Umum.....	49
3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	49

3.3 Kriteria Permodelan	51
3.4 Preliminary Desain Struktur Utama Non Prategang.....	52
3.5 Preliminary Desain Struktur Sekunder	52
3.6 Pembebanan	52
3.7 Run Pemodelan Struktur.....	53
3.8 Preliminary Desain Struktur Prategang	53
3.9 Analisa Struktur Utama Prategang	53
3.9.1 Gaya Prategang.....	53
3.9.2 Pemilihan Tendon Baja Prategang	53
3.9.3 Kehilangan Prategang	53
3.9.4 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang.....	55
3.9.5 Kontrol Lentur.....	55
3.9.6 Kontrol Geser.....	55
3.9.7 Kontrol Lendutan	55
3.9.8 Pengangkuran.....	56
3.9.9 Kontrol dengan Tinjauan Gempa	56
3.10 Hasil Perbandingan dan Pembahasan.....	57
3.11 Kesimpulan dan Saran.....	57
BAB IV PRELIMINARY DESAIN.....	59
4.1 Umum.....	59
4.2 Permodelan Gedung	59
4.2.1 Pembebanan	60
4.3 Preliminary Balok	60
4.3.1 Perencanaan Balok Induk	60
4.3.2 Perencanaan Balok Anak.....	61
4.3.3 Preliminary Balok Prategang untuk SNI 03-2847 2002 dan SNI 2847:2013 kelas U, T, dan C	62
4.4 Perencanaan Tebal Pelat.....	63
4.4.1 Peraturan Perencanaan Pelat	63
4.4.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai	65
4.4.3 Perhitungan Lebar Efektif Pelat untuk SNI 03-2847 2002 dan SNI 2847:2013 kelas U, T, dan C	66
4.4.4 Perencanaan Pelat Atap	68
4.5 Perencanaan Kolom.....	68

BAB V PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR

MENURUT SNI 03-1726-2002.....	71
5.1 Umum.....	71
5.2 Pemodelan Struktur.....	71
5.3 Gempa Rencana	71
5.4 Perhitungan Berat Efektif	72
5.4.1 Data-data Perencanaan Pembebanan	72
5.4.2 Perhitungan Berat Struktur	72
5.5 Pembebanan Gempa Dinamis	79
5.5.1 Arah Pembebanan	79
5.5.2 Faktor Respons Gempa (C).....	79
5.5.3 Respons Spektrum Rencana.....	80
5.5.4 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T).....	80
5.5.5 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)	82
5.5.6 Kontrol Drift (Simpangan Antar Lantai)	85
5.5.7 Perhitungan Kuat Geser.....	87

BAB VI PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR

MENURUT SNI 1726:2012.....	89
6.1 Pembebanan dan Analisa Struktur	89
6.1.1 Umum.....	89
6.1.2 Pemodelan Struktur	89
6.1.3 Gempa Rencana	90
6.1.4 Input SAP 2000.....	91
6.1.5 Pembebanan Gempa Dinamis	92
6.1.5.1 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)	92
6.1.5.2 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear).....	94
6.1.5.3 Kontrol Drift (Simpangan Antar Lantai) ..	100

BAB VII STUDI STRUKTUR UTAMA PRATEGANG

MENGUNAKAN SNI 03-2847-2002.....	105
7.1 Umum.....	105
7.2 Data dan Perancangan	106
7.3 Mencari Lebar Efektif	106

7.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja Beton	107
7.5 Perhitungan Pembebanan.....	109
7.6 Penentuan Gaya Prategang	110
7.6.1 Analisa Penampang Global.....	110
7.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo).....	112
7.7 Penentuan Tendon yang Digunakan.....	116
7.8 Analisa Permodelan Gedung dan Beton Prategang Dengan Non-Linier Staged Construction	117
7.9 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang	126
7.10 Kontrol Lendutan	135
7.10.1 Lendutan saat jacking	135
7.10.2 Lendutan saat beban bekerja	137
7.11 Kontrol Momen Nominal.....	138
7.12 Kontrol Momen Retak	140
7.13 Daerah Limit Kabel	141
7.14 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	142
7.14.1 Data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	143
7.14.2 Penulangan Lentur Lunak untuk Gempa Negatif	144
7.14.3 Penulangan Lentur Lunak untuk Gempa Positif.....	145
7.15 Kontrol Momen Nominal pada Penampang Secara Keseluruhan	145
7.16 Pengangkuran Ujung	147
7.17 Perhitungan Partial Prestressing Ratio (PPR)	150

BAB VIII-A STUDI STRUKTUR UTAMA PRATEGANG MENGGUNAKAN SNI 2847:2013 (KELAS U)....

8.1 Umum.....	151
8.2 Data dan Perancangan	151
8.3 Mencari Lebar Efektif	152
8.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja Beton	153
8.5 Perhitungan Pembebanan.....	155
8.6 Penentuan Gaya Prategang	155

8.6.1 Analisa Penampang Global.....	155
8.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo).....	158
8.7 Penentuan Tendon yang Digunakan.....	160
8.8 Analisa Permodelan Gedung dan Beton Prategang Dengan Non-Linier Staged Construction	161
8.9 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang	170
8.10 Kontrol Lendutan	182
8.10.1 Lendutan saat jacking	182
8.10.2 Lendutan saat beban bekerja	183
8.11 Kontrol Momen Nominal	185
8.12 Kontrol Momen Retak.....	186
8.13 Daerah Limit Kabel	187
8.14 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	188
8.14.1 Kontrol Momen Nominal Tendon.....	189
8.14.2 Data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	189
8.14.3 Penulangan Lentur Lunak untuk Gempa	192
8.15 Kontrol Momen Nominal pada Penampang Secara Keseluruhan	198
8.16 Pengangkuruan Ujung	199
8.17 Perhitungan Partial Prestressing Ratio (PPR)	201

BAB VIII-B STUDI STRUKTUR UTAMA PRATEGANG

MENGUNAKAN SNI 2847:2013 (KELAS T).... 203

8.18 Penentuan Gaya Prategang	203
8.18.1 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo).....	203
8.19 Penentuan Tendon yang Digunakan.....	205
8.20 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang	206
8.21 Kontrol Lendutan	215
8.21.1 Lendutan saat jacking	215
8.21.2 Lendutan saat beban bekerja	217
8.22 Kontrol Momen Nominal	219
8.23 Kontrol Momen Retak.....	220
8.24 Daerah Limit Kabel	221
8.25 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	222

8.25.1 Kontrol Momen Nominal Tendon	223
8.25.2 Data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	223
8.25.3 Penulangan Lentur Lunak untuk Gempa	225
8.26 Kontrol Momen Nominal pada Penampang Secara Keseluruhan	231
8.27 Pengangkuran Ujung	232
8.28 Perhitungan Partial Prestressing Ratio (PPR)	234

BAB VIII-C STUDI STRUKTUR UTAMA PRATEGANG

MENGGUNAKAN SNI 2847:2013 (KELAS C)....235

8.29 Penentuan Gaya Prategang	235
8.29.1 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)	235
8.30 Penentuan Tendon yang Digunakan	237
8.31 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang	238
8.32 Kontrol Lendutan	247
8.32.1 Lendutan saat jacking	247
8.32.2 Lendutan saat beban bekerja	249
8.33 Kontrol Momen Nominal.....	250
8.34 Kontrol Momen Retak	251
8.35 Daerah Limit Kabel	253
8.36 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	254
8.36.1 Kontrol Momen Nominal Tendon	255
8.36.2 Data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	255
8.36.3 Penulangan Lentur Lunak untuk Gempa	257
8.37 Kontrol Momen Nominal pada Penampang Secara Keseluruhan	263
8.38 Pengangkuran Ujung	264
8.39 Perhitungan Partial Prestressing Ratio (PPR)	266

BAB IX KESIMPULAN DAN SARAN.....267

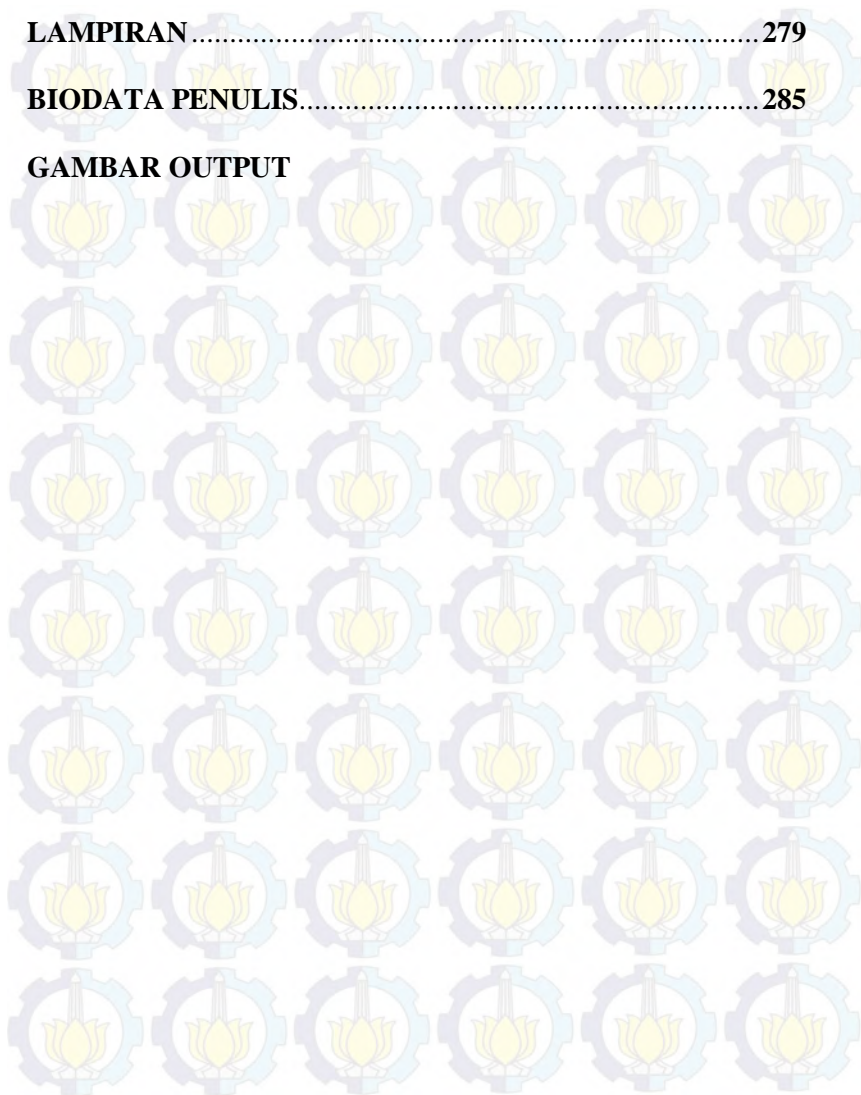
9.1 Kesimpulan	267
9.2 Saran.....	276

DAFTAR PUSTAKA.....	277
----------------------------	------------

LAMPIRAN.....	279
----------------------	------------

BIODATA PENULIS.....	285
-----------------------------	------------

GAMBAR OUTPUT	
----------------------	--



DAFTAR GAMBAR

2.1 Penampang Beton	6
2.2 Konsep beton prategang sebagai bahan yang elastis.....	8
2.3 Beton prategang untuk mencapai keseimbangan beban.....	9
2.4 Metode Pre-Tension.....	10
2.5 Metode Post-Tension	11
3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	51
4.1 Potongan penampang balok induk tengah	66
5.1 Grafik Nilai C-T Zona Gempa 5.....	80
5.2 UBC 1997 Section 1630.2.2.....	81
6.1 Model pada SAP.....	89
6.2 Peta untuk Menentukan Harga Ss	90
6.3 Peta untuk Menentukan S1	91
6.4 Simpangan Arah X.....	101
6.5 Simpangan Arah Y.....	101
6.6 Penentuan Simpangan Antar Lantai.....	102
7.1 Penampang Balok Prategang SNI 03-2847-2002	110
7.2 Input data struktur utama.....	117
7.3 Cara membuat group 1	118
7.4 Define Load Cases	118
7.5 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 1	119
7.6 Group 1 yaitu balok dan kolom lantai 1-11	119
7.7 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 2	120
7.8 Group 2 yaitu balok dan kolom lantai 12	120
7.9 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 3	121
7.10 Group 3 yaitu balok prategang (akibat beban sendiri saja)	121
7.11 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 4	122
7.12 Group 4 yaitu balok prategang (akibat gaya Fo/jacking) ..	122
7.13 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 5	123
7.14 Group 5 yaitu balok prategang (akibat beban mati tambahan)	123
7.15 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 6	124
7.16 Group 6 yaitu balok prategang (akibat beban hidup)	124

7.17 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 7.....	125
7.18 Group 7 yaitu balok prategang (akibat beban mati dan beban hidup)	125
7.19 Momen total akibat beban mati dan beban hidup	126
7.20 Kehilangan Prategang akibat Kekangan Kolom	129
7.21 Diagram Tegangan Tengah Bentang Sebelum Kehilangan Prategang / Saat Transfer.....	134
7.22 Diagram Tegangan Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang	134
8.1 Penampang Balok Prategang SNI 03-2847-2002	156
8.2 Input data struktur utama	161
8.3 Cara membuat group 1	162
8.4 Define Load Cases	162
8.5 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 1	163
8.6 Group 1 yaitu balok dan kolom lantai 1-11	163
8.7 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 2	164
8.8 Group 2 yaitu balok dan kolom lantai 12	164
8.9 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 3	165
8.10 Group 3 yaitu balok prategang (akibat beban sendiri saja)	165
8.11 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 4.....	166
8.12 Group 4 yaitu balok prategang (akibat gaya Fo/jacking) ..	166
8.13 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 5.....	167
8.14 Group 5 yaitu balok prategang (akibat beban mati tambahan)	167
8.15 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 6.....	168
8.16 Group 6 yaitu balok prategang (akibat beban hidup)	168
8.17 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 7.....	169
8.18 Group 7 yaitu balok prategang (akibat beban mati dan beban hidup)	169
8.19 Momen total akibat beban mati dan beban hidup	170
8.20 Kehilangan Prategang akibat Kekangan Kolom	173
8.21 Diagram Tegangan Tengah Bentang Sebelum Kehilangan Prategang / Saat Transfer	177
8.22 Diagram Tegangan Tengah Bentang Setelah Kehilangan	

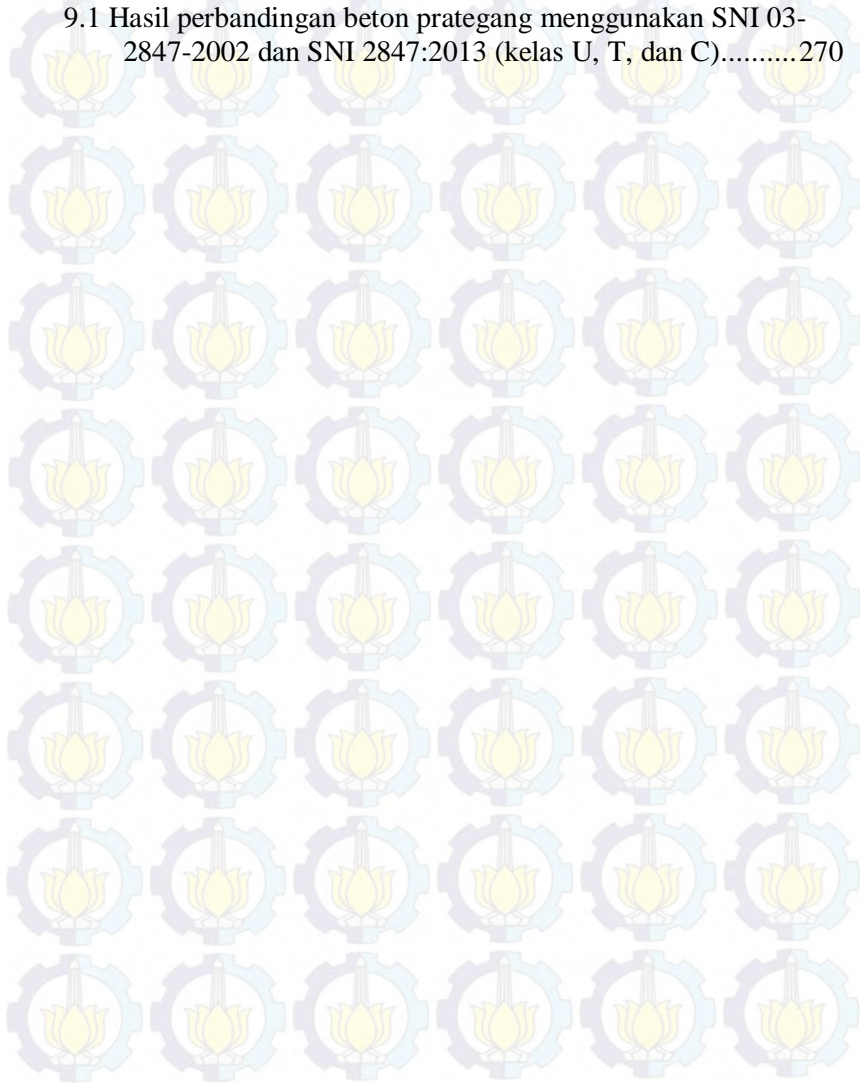
Prategang	178
8.23 Diagram Tegangan yang terjadi di Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang	179
8.24 Diagram Tegangan Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang dan Sesudah Dikoreksi	181
8.25 Kehilangan Prategang akibat Kekangan Kolom	208
8.26 Diagram Tegangan Tengah Bentang Sebelum Kehilangan Prategang / Saat Transfer	213
8.27 Diagram Tegangan Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang	213
8.28 Diagram Tegangan yang terjadi di Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang	214
8.29 Kehilangan Prategang akibat Kekangan Kolom	240
8.30 Diagram Tegangan Tengah Bentang Sebelum Kehilangan Prategang / Saat Transfer	245
8.31 Diagram Tegangan Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang	245
8.32 Diagram Tegangan yang terjadi di Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang	246

DAFTAR TABEL

2.1 Perbandingan Pasal 20 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 21 SNI 2847:2013.....	15
2.2 Perbandingan Pasal 20.3 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.3 SNI 2847:2013.....	19
2.3 Perbandingan Pasal 20.4 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.4 SNI 2847:2013.....	22
2.4 Perbandingan Pasal 20.5 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.5 SNI 2847:2013	28
2.5 Perbandingan Pasal 20.6 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.6 SNI 2847:2013	29
2.6 Koefisien friksi tendon pasca tarik untuk digunakan pada persamaan 107 atau persamaan 108 (SNI 03-3847-2002)....	32
2.7 Perbandingan Pasal 20.7 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.7 SNI 2847:2013.....	33
2.8 Perbandingan Pasal 20.8 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.8 SNI 2847:2013.....	34
2.9 Perbandingan Pasal 20.9 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.9 SNI 2847:2013.....	36
2.10 Perbandingan Pasal 20.10 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.10 SNI 2847:2013	38
2.11 Perbandingan Pasal 20.11 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.11 SNI 2847:2013	41
2.12 Perbandingan Pasal 20.13 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.13 SNI 2847:2013	42
2.13 Perbandingan Pasal 20.14 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.14 SNI 2847:2013	43
2.14 Perbandingan Pasal 20.18 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.18 SNI 2847:2013	44
2.15 Perbandingan Pasal 23.7 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 21.5 SNI 2847:2013.....	46
4.1 Preliminary Desain Balok Induk.....	61
4.2 Preliminary Desain Balok Anak	62
4.3 Tabel Nilai L_y dan L_x Pelat.....	65

4.4 Beban Mati yang Diterima Kolom.....	69
4.5 Beban Hidup yang Diterima Kolom	70
5.1 Tabel Luas Per Lantai	72
5.2 Tabel Tinggi Per Lantai.....	72
5.3 Tabel Panjang Balok Induk Per Lantai.....	73
5.4 Tabel Panjang Balok Anak Per Lantai	73
5.5 Jumlah Kolom Per Lantai.....	73
5.6 Berat Lantai 1-11	74
5.7 Berat lantai 12/atap	75
5.8 Beban total per lantai	76
5.9 Reaksi Beban Bangunan.....	76
5.10 Partisipasi Massa.....	77
5.11 Simpangan Per Lantai Arah Gempa x	85
5.12 Simpangan Per Lantai Arah Gempa y	86
6.1 Nilai Parameter Periode Pendekatan	92
6.2 Koefisien Untuk Batas Atas Perioda Yang Dihitung	93
6.3 Modal Periode dan Frekuensi	93
6.4 Beban total per lantai	95
6.5 Reaksi Beban Bangunan.....	95
6.6 Partisipasi Massa.....	96
6.7 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y.....	98
6.8 Modal Periode dan Frekuensi	99
6.9 Simpangan Antar Lantai Izin, $\Delta_a^{a,b}$	100
6.10 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Sumbu X.....	102
6.11 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Sumbu Y.....	103
7.1 Hasil Output Momen akibat Berbagai Kombinasi	142
8.1 Hasil Output Momen akibat Berbagai Kombinasi	188
8.2 Perhitungan Jumlah Tulangan	192
8.3 Perhitungan Momen Probable	193
8.4 Hasil Output Momen akibat Berbagai Kombinasi	222
8.5 Perhitungan Jumlah Tulangan	225
8.6 Perhitungan Momen Probable	226
8.7 Hasil Output Momen akibat Berbagai Kombinasi	254

8.8 Perhitungan Jumlah Tulangan	257
8.9 Perhitungan Momen Probable	258
9.1 Hasil perbandingan beton prategang menggunakan SNI 03- 2847-2002 dan SNI 2847:2013 (kelas U, T, dan C).....	270



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Konstruksi bangunan pada saat ini mengalami perkembangan yang pesat. Menurut (Lin, 1981), perkembangan dunia konstruksi dapat dibagi menjadi tiga. Pertama, konstruksi yang kuat terhadap tekan dimulai dari konstruksi batu kemudian menjadi konstruksi beton. Kedua, konstruksi yang kuat terhadap tarik diawali dari konstruksi bambu kemudian berkembang menjadi baja tulangan. Terakhir konstruksi yang tahan terhadap tekan dan tarik, dimulai dari konstruksi kayu kemudian baja struktural berlanjut menjadi beton bertulang. Pada perkembangan selanjutnya muncul suatu konstruksi yang mempunyai kombinasi aktif antara beton dan baja yang disebut beton prategang.

Sudi dilakukan di gedung setinggi 12 lantai (± 54 meter) konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa pada keseluruhan struktur serta beton prategang pada ruang seminar di lantai atap. Ruang seminar tersebut memiliki bentang sepanjang 24 m. Kebutuhan akan ruangan yang luas tanpa kolom serta mempunyai bentang cukup panjang mendasari penggunaan beton prategang.

Keunggulan beton prategang dibandingkan dengan beton bertulang berdasarkan hasil studi Jack C. McCormac penulis buku "*Design of Reinforced Concrete*", adalah bahwa beton prategang memungkinkan pemanfaatan seluruh penampang melintang beton dalam menerima beban, sehingga dengan penampang melintang yang lebih kecil, beban yang mampu dipikul serta panjang bentangnya sama dengan beton bertulang biasa. Hal ini memberi keunggulan berupa pengurangan berat struktur. Berdasarkan hasil studi tersebut, maka penggunaan beton prategang memenuhi syarat dan dapat diterapkan dalam perencanaan struktur.

Indonesia memiliki standar peraturan untuk mengatur perencanaan struktur beton prategang. Peraturan tersebut adalah

Standar Nasional Indonesia (SNI) 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013. SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 memiliki perbedaan untuk perencanaan beton prategang. Dalam studi ini akan dibahas perbandingan persyaratan struktur beton prategang berdasarkan SNI 2002 dan 2013, dengan tinjauan gempa di SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5 ayat (a) dan (c).

Di dalam studi ini, metode beton prategang yang digunakan ialah metode beton prategang pasca tarik (*post tension*). Secara umum terdapat dua jenis metode beton prategang, di antaranya metode pra tarik (*pre tension*) dan metode pasca tarik (*post tension*). Istilah pra tarik digunakan untuk menggambarkan metode prategang dimana setelah penarikan tendon baja dilakukan kemudian beton dicor. Kebalikan dari metode pra tarik, metode pasca tarik adalah metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Penggunaan kedua metode di atas berdasarkan Database Jurnal Ilmiah Indonesia mengenai “studi beton prategang pra tarik dan pasca tarik”, dengan nama pengarang Bali, Ika adalah sistem struktur beton pra tarik bekerja lebih baik daripada beton pasca tarik saat menerima beban. Akan tetapi, pengerjaan struktur dengan beton pra tarik memerlukan keahlian khusus, terutama dalam masalah pengecoran. Beton prategang biasanya digunakan untuk ruang hall atau ruang seminar yang berada di lantai atas, maka penggunaan metode pra tarik tidak digunakan untuk mengatasi kesulitan saat pengecoran beton prategang.

Penulis menggunakan pedoman SNI 03-2847-2002 dan SNI 03-2847-2002 tentang tata cara perhitungan beton untuk bangunan gedung, SNI 03-1726-2002 dan SNI 1726:2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, PPIUG 1983 mengenai peraturan pembebanan gedung.

1.2 Permasalahan

Permasalahan yang ditinjau dalam Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana perbandingan persyaratan beton prategang di SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013?
2. Bagaimana menganalisa beton prategang metode pasca tarik sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013?
3. Bagaimana kelebihan dan kekurangan dari penggunaan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013?

1.3 Tujuan

1. Mampu membandingkan persyaratan struktur beton prategang antara SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013.
2. Mampu menganalisa dan merencanakan beton prategang pasca tarik sesuai SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013.
3. Mampu memberikan kesimpulan dalam penggunaan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013.

1.4 Batasan Masalah

Agar permasalahan tidak melebar, maka dalam Tugas Akhir ini penulis membatasi permasalahan pada :

1. Metode perhitungan yang digunakan adalah metode pendekatan yang dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013.
2. Studi balok prategang hanya digunakan pada ruang hall atau ruang seminar yang biasanya berada di lantai atas.
3. Studi tidak meninjau aspek arsitektural gedung.

1.5 Manfaat

Manfaat yang didapat dari tugas akhir ini adalah :

1. Memahami penggunaan beton prategang pada pembangunan gedung bertingkat.
2. Mampu merencanakan gedung bertingkat yang menggunakan beton prategang dengan SNI terbaru (SNI 2847:2013)

3. Dapat menambah referensi tentang pengetahuan di dalam bidang beton prategang bagi mahasiswa jurusan Teknik Sipil, khususnya Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember agar ke depannya digunakan sebagai pertimbangan dalam dunia pekerjaan khususnya di bidang perencanaan bangunan beton prategang.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

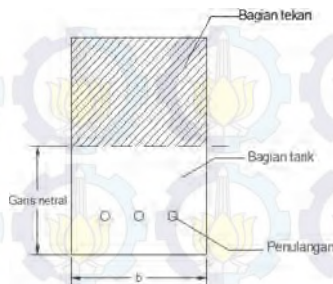
2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini dibahas jurnal ilmiah dan dasar teori yang berkaitan dengan studi perbandingan persyaratan beton prategang menggunakan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013. Di dalam bab ini dibahas mengenai prinsip dasar beton prategang dan perkembangan peraturan beton prategang di peraturan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013.

2.2 Peraturan Perencanaan

2.2.1 Pendahuluan

Seperti yang telah diketahui bahwa beton adalah suatu material yang tahan terhadap tekan, akan tetapi tidak tahan terhadap tarik. Sedangkan baja adalah suatu material yang sangat tahan terhadap tarik. Dengan mengkombinasikan antara beton dan baja dimana beton yang menahan tekan sedangkan tarik ditahan oleh baja akan menjadi material yang tahan terhadap tekan dan tarik yang dikenal sebagai beton bertulang (reinforced concrete). Jadi pada beton bertulang, beton hanya memikul tegangan tekan, sedangkan tegangan tarik dipikul oleh baja sebagai penulangan. Sehingga pada beton bertulang, penampang beton tidak dapat efektif 100% digunakan, karena bagian yang tertarik tidak diperhitungkan sebagai pemikul tegangan.



Gambar 2.1 Penampang beton

Sumber : Lin & Burns, 1996

Dari gambar 2.1, suatu penampang beton bertulang dimana penampang beton yang diperhitungkan untuk memikul tegangan tekan adalah bagian di atas garis netral (bagian yang diarsir), sedangkan bagian di bawah garis netral adalah bagian tarik yang tidak diperhitungkan untuk memikul gaya tarik karena beton tidak tahan terhadap tegangan tarik.

Gaya tarik pada beton bertulang dipikul oleh besi penulangan. Kelemahan lain dari konstruksi beton bertulang adalah berat sendiri (*self weight*) yang besar, yaitu 2400 kg/m^3 , dapat dibayangkan berapa berat penampang yang tidak diperhitungkan untuk memikul tegangan (bagian tarik). Untuk mengatasi ini pada beton diberi tekanan awal sebelum beban-beban bekerja, sehingga seluruh penampang beton dalam keadaan tertekan seluruhnya, inilah yang kemudian disebut beton pratekan atau beton prategang (*prestressed concrete*).

Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton prategang.

Beton bertulang :

Cara bekerja beton bertulang adalah mengkombinasikan antara beton dan baja tulangan dengan membiarkan kedua material tersebut bekerja sendiri-sendiri, dimana beton bekerja memikul tegangan tekan dan baja penulangan memikul tegangan tarik. Jadi dengan menempatkan penulangan pada tempat yang tepat, beton

bertulang dapat sekaligus memikul baik tegangan tekan maupun tegangan tarik.

Beton prategang :

Pada beton prategang, kombinasi antara beton dengan mutu yang tinggi dan baja bermutu tinggi dikombinasikan dengan cara aktif, sedangkan beton bertulang kombinasinya secara pasif. Cara aktif ini dapat dicapai dengan cara menarik baja dengan menahannya ke beton, sehingga beton dalam keadaan tertekan. Karena penampang beton sebelum beban bekerja telah dalam kondisi tertekan, maka bila beban bekerja tegangan tarik yang terjadi dapat di-eliminir oleh tegangan tekan yang telah diberikan pada penampang sebelum beban bekerja.

2.2.2 Material Beton Prategang

1. Beton

Beton adalah material yang terdiri dari campuran semen, air, agregat dan bahan tambah bila diperlukan. Beton yang digunakan untuk beton prategang adalah yang mempunyai kekuatan tekan yang cukup tinggi dengan nilai kuat tekan karakteristik 30 – 45 MPa. Kuat tekan yang tinggi ini diperlukan untuk menahan tegangan tekan pada serat beton yang tertekan oleh gaya prategang. Nilai modulus elastisitas beton dipengaruhi oleh kekuatan tekan yang dimiliki oleh beton tersebut. Besarnya harga modulus elastisitas beton E_c dapat diambil sebesar $4700\sqrt{f_c}$

2. Baja

- a. Kawat tunggal (*wires*), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pratarik.
- b. Untaian kawat (*strand*), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pascatarik. Tipe untaian kawat yang digunakan pada beton prategang pasca tarik harus diberi selongsong (*ducts*).
- c. Kawat batangan (*bars*), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pratarik.

- d. Tulangan biasa, sering digunakan untuk tulangan non-prategang, seperti tulangan memanjang, sengkang dan lain-lain.

2.2.3 Prinsip Dasar Beton Prategang

1. Sistem Prategang untuk mengubah beton menjadi bahan yang elastis.



Gambar 2.2 Konsep beton prategang sebagai bahan yang elastis

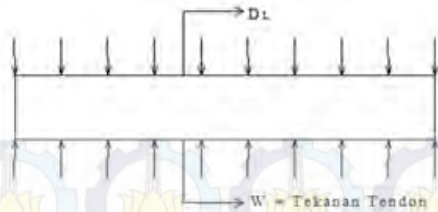
Sumber : Lin & Burns, 1996

Dari gambar 2.2, menjelaskan beton sebagai bahan yang elastis. Beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton tidak mampu menahan tarikan dan kuat menahan tekanan, namun beton yang elastis dapat memikul tegangan tarik (Lin & Burns, 1996).

2. Sistem Prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton.

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal (Lin & Burns, 1996).

3. Sistem Prategang untuk mencapai kesetimbangan beban



Gambar 2.3 Beton prategang untuk mencapai keseimbangan beban
Sumber : Lin & Burns, 1996

Dari gambar 2.3, menjelaskan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Pada keseluruhan desain beton prategang, pengaruh prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi (Lin & Burns, 1996).

2.2.4 Metode Pemberian Gaya Prategang

Pada dasarnya ada 2 macam metode pemberian gaya prategang pada beton, yaitu :

1. Pratarik (*Pre-Tension Method*)

Metode ini baja prategang diberi gaya prategang dulu sebelum beton dicor, oleh karena itu disebut *pretension method*.

Tahap 1 : Kabel (Tendon) prategang ditarik atau diberi gaya prategang kemudian diangker pada suatu abutment tetap (Gambar 2.4 A).

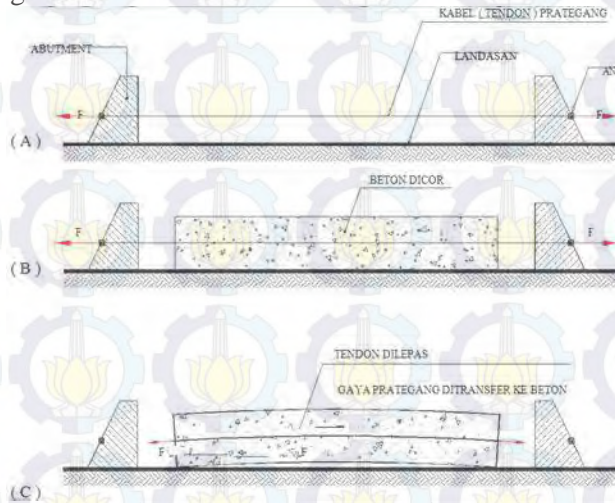
Tahap 2 : Beton dicor pada cetakan (*formwork*) dan landasan yang sudah disediakan sedemikian sehingga melingkupi tendon yang sudah diberi gaya prategang dan dibiarkan mengering (Gambar 2.4 B).

Tahap 3 : Setelah beton mengering dan cukup umur kuat untuk menerima gaya prategang, tendon dipotong dan dilepas, sehingga gaya prategang ditransfer ke beton (Gambar 2.4 C).

Setelah gaya prategang ditransfer ke beton, balok beton tersebut akan melengkung ke atas sebelum menerima beban

kerja. Setelah beban kerja bekerja, maka balok beton tersebut akan rata.

Adapun prinsip dari Pratarik ini secara singkat adalah sebagai berikut :



Gambar 2.4 Metode Pre-Tension

Sumber : Lin & Burns, 1996

2. Pascatarik (*Post-Tension Method*)

Pada metode Pascatarik, beton dicor lebih dahulu, dimana sebelumnya telah di-siapkan saluran kabel atau tendon yang disebut *duct*.

Secara singkat metode ini dapat dijelaskan sebagai berikut :

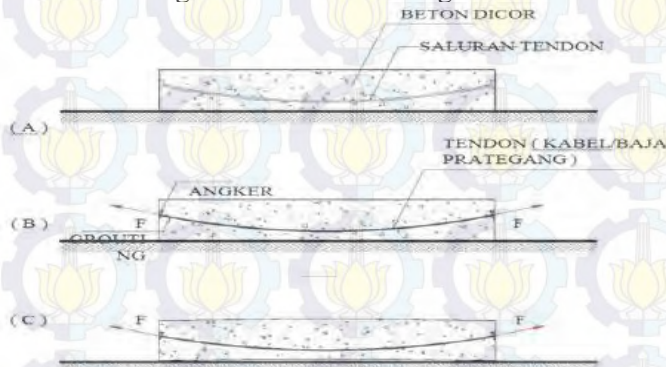
Tahap 1 : Dengan cetakan (*formwork*) yang telah disediakan lengkap dengan saluran/selongsong kabel prategang (*tendon duct*) yang dipasang me-lengkung sesuai bidang momen balok, beton dicor (Gambar 2.5 A).

Tahap 2 : Setelah beton cukup umur dan kuat memikul gaya prategang, tendon atau kabel prategang dimasukkan dalam selongsong (*tendon duct*), kemudian ditarik untuk mendapatkan gaya

prategang. Metode pemberian gaya prategang ini, salah satu ujung kabel diangker, kemudian ujung lainnya ditarik (ditarik dari satu sisi). Ada pula yang ditarik di kedua sisinya dan diangker secara bersamaan. Setelah diangkur, kemudian saluran di grouting melalui lubang yang telah disediakan. (Gambar 2.5 B).

Tahap 3 : Setelah diangkur, balok beton menjadi tertekan, jadi gaya prategang telah ditransfer ke beton. Karena tendon dipasang melengkung, maka akibat gaya prategang tendon memberikan beban merata ke balok yang arahnya ke atas, akibatnya balok melengkung keatas (Gambar 2.5 C).

Karena alasan transportasi dari pabrik beton ke tempat proyek, maka biasanya beton prategang dengan sistem *post-tension* ini dilaksanakan secara segmental (balok dibagi-bagi, misalnya dengan panjang 1-1,5 m), kemudian pemberian gaya prategang dilaksanakan di tempat proyek, setelah balok segmental tersebut dirangkai.



Gambar 2.5 Metode Post-Tension
Sumber : Lin & Burns, 1996

2.2.5 Tahap Pembebanan

Beton prategang terdapat dua tahap pembebanan, tidak seperti pada beton bertulang biasa. Pada setiap tahap pembebanan harus selalu diadakan pengecekan atas kondisi pada bagian yang tertekan maupun bagian yang tertarik untuk setiap penampang.

Dua tahap pembebanan pada beton prategang adalah Tahap Transfer dan Tahap Service.

1. Tahap Transfer

Untuk metode pratarik, tahap transfer ini terjadi pada saat angker dilepas dan gaya prategang direansfer ke beton. Untuk metode pascatarik, tahap transfer ini terjadi pada saat beton sudah cukup umur dan dilakukan penarikan kabel prategang.

Pada saat ini beban yang bekerja hanya berat sendiri struktur, beban pekerja dan peralatan, sedangkan beban hidup belum bekerja sepenuhnya, jadi beban yang bekerja sangat minimum, sementara gaya prategang yang bekerja adalah maksimum karena belum ada kehilangan gaya prategang.

2. Tahap Service

Setelah beton prategang digunakan atau difungsikan sebagai komponen struktur, maka mulailah masuk ke tahap service, atau tahap layan dari beton prategang tersebut. Pada tahap ini beban luar seperti live load, angin, gempa dll. mulai bekerja, sedangkan pada tahap ini semua kehilangan gaya prategang sudah harus dipertimbangkan di dalam analisa strukturnya.

2.2.6 Kemampuan Layan

Ada dua tahap utama dalam penentuan kemampuan layan struktur beton prategang. Tahap pertama adalah tahap transfer dimana kekuatan beton masih rendah, beban pada struktur masih minimum (hanya beban mati

dan beban konstruksi yang bekerja), sedangkan gaya prategang mencapai nilai puncaknya. Tahap kedua adalah ketika semua kehilangan sudah tercapai dan semua bebansudah bekerja, dengan nilai gaya prategang mencapai nilai terendah. Pada kedua tahap tersebut semua persyaratan harus dipenuhi.

Berdasarkan SNI 2847:2013 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung komponen lentur struktur beton prategang diklasifikasikan ke 3 kelas, yaitu :

- Kelas U dimana f_t , tegangan serat terjauh yang dihitung dalam kondisi tarik pada daerah tarik prategang yang dihitung saat beban layan, dengan $f_t \leq 0,62\sqrt{f_c}$
- Kelas T, dengan $0,62\sqrt{f_c} < f_t \leq \sqrt{f_c}$
- Kelas C, dengan $f_t > \sqrt{f_c}$

Tetapi di SNI 03-2847-2002 tidak ada pembagian kelas persyaratan untuk komponen lentur struktur beton prategang. Hanya ada satu syarat untuk menunjukkan komponen lentur struktur beton prategang, yaitu $f_t > 0,5\sqrt{f_c}$.

Berdasarkan SNI 2847:2013 tegangan ijin beton untuk komponen struktur lentur tidak boleh melebihi nilai sebagai berikut :

1. Pada saat transfer (sesaat sesudah penyaluran gaya prategang/sebelum terjadinya kehilangan prategang)
 - Tengah bentang

Tegangan serat tekan terluar (σ_{ci})	$= 0,6f_{ci}$
Tegangan serat tarik terluar (σ_{ti})	$= 0,5\sqrt{f_{ci}}$
 - Tumpuan

Tegangan serat tekan terluar (σ_{ci})	$= 0,7f_{ci}$
Tegangan serat tarik terluar (σ_{ti})	$= 0,5\sqrt{f_{ci}}$
2. Pada kondisi beban layan (sesudah memperhitungkan semua kehilangan tegangan yang terjadi)
 - Tengah bentang

$$\text{Tegangan serat tekan terluar } (\sigma_{ci}) = 0,45f_c$$

$$\text{Tegangan serat tarik terluar } (\sigma_{ti}) = \text{kelas U, T, C}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 tegangan ijin beton untuk komponen struktur lentur tidak boleh melebihi nilai sebagai berikut :

1. Pada saat transfer (sesaat sesudah penyaluran gaya prategang/sebelum terjadinya kehilangan prategang)

- Tengah bentang

$$\text{Tegangan serat tekan terluar } (\sigma_{ci}) = 0,6f_{ci}$$

$$\text{Tegangan serat tarik terluar } (\sigma_{ti}) = 0,25\sqrt{f'_{ci}}$$

- Tumpuan

$$\text{Tegangan serat tekan terluar } (\sigma_{ci}) = 0,7f_{ci}$$

$$\text{Tegangan serat tarik terluar } (\sigma_{ti}) = 0,5\sqrt{f'_{ci}}$$

2. Pada kondisi beban layan (sesudah memperhitungkan semua kehilangan tegangan yang terjadi)

- Tengah bentang

$$\text{Tegangan serat tekan terluar } (\sigma_{ci}) = 0,45f_c$$

$$\text{Tegangan serat tarik terluar } (\sigma_{ti}) = 0,5\sqrt{f_c}$$

2.3 Perbandingan Peraturan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013

Indonesia memiliki standar peraturan untuk mengatur perencanaan stuktur beton prategang. Peraturan tersebut adalah Standar Nasional Indonesia (SNI). Akan tetapi, SNI Indonesia yang terbaru yaitu tahun 2013 memiliki perbedaan dengan SNI tahun 2002. Dalam studi ini akan dibahas perbandingan persyaratan struktur beton prategang berdasarkan SNI 2002 dan 2013, dengan tinjauan gempa di SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5 ayat (a) dan (c).

Tabel 2.1 Perbandingan Pasal 20 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 21 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
Pasal 20 Beton prategang 20.1 Lingkup	Pasal 18 Beton prategang 18.1 Lingkup	Tidak ada perbedaan
20.2 Umum	18.2 Umum	Tidak ada perbedaan
20.3 Asumsi perencanaan	18.3 Asumsi desain	Hanya berbeda pemilihan kata (antara perencanaan dan desain)
20.4 Tegangan izin beton untuk komponen struktur lentur	18.4 Persyaratan kemampuan layan - Komponen struktur lentur	Terdapat perbedaan syarat tegangan yang diijinkan di beton prategang
20.5 Tegangan izin tendon prategang	18.5 Tegangan izin baja prategang	Hanya berbeda pemilihan kata (antara tendon dan baja)
20.6 Kehilangan prategang	18.6 Kehilangan prategang	Tidak ada perbedaan

20.7 Kuat lentur	18.7 Kekuatan lentur	Terdapat perbedaan di dalam menentukan f_{ps}
20.8 Batasan tulangan pada komponen struktur lentur	18.8 Batasan untuk tulangan komponen struktur lentur	Tidak ada perbedaan
20.9 Tulangan non-prategang minimum	18.9 Tulangan dengan lekatan minimum	Hanya berbeda pemilihan kata
20.10 Struktur statis tak-tentu	18.10 Struktur statis tak tentu	Terdapat perbedaan dalam menentukan struktur statis tak tentu
20.11 Komponen struktur tekan - Kombinasi gaya lentur dan aksial	18.11 Komponen struktur tekan – Kombinasi beban lentur dan aksial	Hanya berbeda pemilihan kata (antara gaya dan beban)
20.12 Sistem pelat	18.12 Sistem slab	Hanya berbeda pemilihan kata (antara pelat dan slab)

20.13 Daerah pengankuran tendon pasca tarik	18.13 Daerah pengankuran tendon pasca tarik	Tidak ada perbedaan
20.14 Perencanaan daerah pengankuran untuk strand tunggal atau batang tunggal diameter 16 mm	18.14 Desain daerah pengankuran untuk tendon strand tunggal atau batang tulangan diameter 16 mm tunggal	Terdapat perbedaan di dalam menentukan tulangan minimum
20.15 Perencanaan daerah pengankuran untuk strand majemuk	18.15 Desain daerah pengankuran untuk tendon strand majemuk	Hanya berbeda pemilihan kata (antara perencanaan dan desain)
20.16 Perlindungan terhadap karat untuk tendon prategang tanpa lekatan	18.16 Perlindungan korosi untuk tendon tanpa lekatan	Tidak ada perbedaan
20.17 Selongsong untuk sistem pasca-tarik	18.17 Selongsong (ducts) pasca tarik	Tidak ada perbedaan

20.18 Grout untuk tendon prategang dengan lekatan	18.18 Grouting untuk tendon dengan lekatan	Terdapat perbedaan dalam pekerjaan grouting
20.19 Perlindungan untuk tendon prategang	18.19 Perlindungan untuk baja prategang	Hanya berbeda pemilihan kata (antara tendon dan baja)
20.20 Pemberian dan pengukuran gaya prategang	18.20 Penerapan dan pengukuran gaya prategang	Hanya berbeda pemilihan kata (antara pemberian dan pengukuran)
20.21 Angkur dan penyambung (coupler) pada sistem pasca-tarik	18.21 Angkur dan kopler (coupler) pasca-tarik	Tidak ada perbedaan
20.22 Sistem pasca tarik luar	18.22 Pasca tarik luar	Tidak ada perbedaan

Di bawah ini akan ditampilkan perbedaan dari pasal 20 SNI 03-2847-2002 dan pasal 18 SNI 2847:2013 :

Tabel 2.2 Perbandingan Pasal 20.3 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.3 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
<p>20.3 Asumsi perencanaan</p> <p>1) Perencanaan kekuatan komponen struktur prategang terhadap momen lentur dan gaya aksial harus didasarkan pada asumsi yang diberikan dalam 12.2, kecuali 12.2(4) hanya berlaku untuk penulangan yang sesuai dengan 5.5(3).</p> <p>2) Dalam pemeriksaan tegangan pada saat penyaluran gaya prategang, baik pada kondisi beban kerja, maupun pada kondisi beban retak, boleh digunakan teori garis-lurus dengan asumsi sebagai berikut:</p>	<p>18.3 Asumsi desain</p> <p>18.3.1 Desain kekuatan komponen struktur prategang untuk beban lentur dan aksial harus didasarkan pada asumsi yang diberikan dalam 10.2, kecuali bahwa 10.2.4 berlaku hanya untuk tulangan yang memenuhi 3.5.3.</p> <p>18.3.2 Untuk pemeriksaan tegangan saat penyaluran prategang, saat beban layan, dan saat beban retak, teori elastis harus digunakan dengan asumsi 18.3.2.1 dan 18.3.2.2.</p> <p>18.3.2.1 Regangan bervariasi</p>	<p>Tidak ada perbedaan</p> <p>Tidak ada perbedaan</p>

- (1) Regangan bervariasi secara linier terhadap tinggi untuk seluruh tahap pembebanan.
- (2) Pada penampang retak, beton tidak memikul tarik.

secara linier dengan tinggi melalui rentang beban keseluruhan.

18.3.2.2 Pada penampang retak, beton tidak menahan tarik.

18.3.3 Komponen struktur lentur prategang harus diklasifikasikan sebagai **Kelas U, Kelas T, atau Kelas C berdasarkan pada f_t** , tegangan serat terjauh yang dihitung dalam kondisi tarik pada daerah tarik pratekan yang dihitung saat beban layan, sebagai berikut:

(a) **Kelas U:** $f_t \leq 0,62\sqrt{f'c}$

(b) **Kelas T:** $0,62\sqrt{f'c} < f_t \leq 1,0\sqrt{f'c}$

(c) **Kelas C:** $f_t > 1,0\sqrt{f'c}$

Sistem slab dua arah

Terdapat klasifikasi kelas U, kelas T, dan kelas C untuk menentukan apakah penampang balok prategang sudah retak atau belum retak. Klasifikasi kelas U, T, dan C berdasarkan f_t , tegangan serat terjauh yang dihitung dalam kondisi tarik pada daerah tarik pratekan yang dihitung saat beban layan.

prategang harus didesain sebagai Kelas U dengan

$$f_t \leq 0,5\sqrt{f'c}$$

18.3.4 Untuk komponen struktur lentur Kelas U dan Kelas T, tegangan saat beban layan diizinkan untuk dihitung menggunakan penampang tak retak. Untuk komponen struktur lentur Kelas C, tegangan saat beban layan harus dihitung menggunakan penampang transformasi retak.

18.3.5 Lendutan komponen struktur lentur prategang harus dihitung sesuai dengan 9.5.4.

Tabel 2.3 Perbandingan Pasal 20.4 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.4 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
<p>20.4 Tegangan izin beton untuk komponen struktur lentur</p> <p>1) Tegangan beton sesaat sesudah penyaluran gaya prategang (sebelum terjadinya kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu) tidak boleh melampaui nilai berikut:</p> <p>(1) Tegangan serat tekan terluar $0,60f_{ci}$</p> <p>(2) Tegangan serat tarik terluar kecuali seperti yang diizinkan dalam..... $(1/4)\sqrt{f'_{ci}}$</p> <p>(3) Tegangan serat tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana</p>	<p>18.4 Persyaratan kemampuan layan - Komponen struktur lentur</p> <p>18.4.1 Tegangan pada beton sesaat setelah penyaluran prategang (sebelum kehilangan prategang tergantung waktu):</p> <p>(a) Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan kecuali seperti diizinkan dalam (b) tidak boleh melebihi..... $0,60f_{ci}$</p> <p>(b) Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan pada ujung-ujung komponen tumpuan sederhana tidak boleh melebihi..... $0,70f_{ci}$</p> <p>(c) Bila kekuatan tarik beton yang dihitung, f_t, melebihi $0,5\sqrt{f'_{ci}}$ pada ujung-ujung komponen struktur</p>	<p>Terdapat tambahan syarat tegangan ijin di tumpuan dalam SNI 2013 sebesar $0,70f_{ci}$</p>

$(1/2)\sqrt{f'_{ci}}$

Bila tegangan tarik terhitung melampaui nilai tersebut di atas, maka harus dipasang tulangan tambahan (non-prategang atau prategang) dalam daerah tarik untuk memikul gaya tarik total dalam beton, yang dihitung berdasarkan asumsi suatu penampang utuh yang belum retak.

2) Tegangan beton pada kondisi beban layan (sesudah memperhitungkan semua kehilangan prategang yang mungkin terjadi) tidak boleh melampaui nilai berikut:

(1) Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh prategang, beban mati dan beban hidup tetap..... **$0,45f_c$**

terdukung sederhana, atau

$0,25\sqrt{f'_{ci}}$ pada lokasi lainnya, tulangan dengan lekatan tambahan harus disediakan dalam daerah tarik untuk menahan gaya tarik total dalam beton yang dihitung dengan asumsi penampang tak retak.

18.4.2 Untuk komponen struktur lentur prategang Kelas U dan Kelas T, tegangan pada beton saat beban layan (berdasarkan pada sifat penampang tak retak, dan setelah pembolehan untuk semua kehilangan prategang) tidak boleh melebihi berikut ini:

(a) Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan akibat prategang

(2) Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh prategang, beban mati dan beban hidup total
.....**0,60f_c**

(3) Tegangan serat tarik terluar dalam daerah tarik yang pada awalnya mengalami tekan..... **$(1/2)\sqrt{f'c}$**

(4) Tegangan serat tarik terluar dalam daerah tarik yang pada awalnya mengalami tekan dari komponen-komponen struktur (kecuali pada sistem pelat dua-arah), dimana analisis yang didasarkan pada penampang retak transformasi dan hubungan momen-lendutan bilinear menunjukkan bahwa lendutan seketika dan lendutan jangka panjang memenuhi persyaratan 10.5(4), dan dimana

ditambah beban tetap.....**0,45f_c**

(b) Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban total.....**0,60f_c**

persyaratan selimut beton
memenuhi 9.7(3(2))

..... $\sqrt{f'_c}$

3) Tegangan izin beton dalam 20.4(1) dan 20.4(2) boleh dilampaui bila dapat ditunjukkan dengan pengujian atau analisis bahwa kemampuan strukturnya tidak berkurang dan lebar retak yang terjadi tidak melebihi nilai yang disyaratkan..

18.4.3 Tegangan izin dalam 18.4.1 dan 18.4.2 diizinkan untuk dilampaui bila ditunjukkan dengan pengujian atau analisis bahwa kinerjanya tidak akan berkurang.

18.4.4 Untuk komponen struktur lentur prategang Kelas C yang tidak terkena fatik (fatigue) atau terpapar (exposure) agresif, spasi tulangan dengan lekatan yang terdekat dengan muka tarik terjauh tidak boleh melebihi yang diberikan dalam 10.6.4.

Untuk struktur yang terkena fatik (fatigue) atau terpapar (exposed) terhadap lingkungan korosif, investigasi dan pencegahan diperlukan.

18.4.4.1 Persyaratan spasi harus

dipenuhi oleh tulangan bukan prategang dan tendon dengan lekatan. Spasi tendon dengan lekatan tidak boleh melebihi $\frac{2}{3}$ dari spasi maksimum yang diizinkan untuk tulangan bukan prategang. Bila kedua tulangan dan tendon dengan lekatan digunakan untuk memenuhi persyaratan spasi, spasi antara batang tulangan dan tendon tidak boleh melebihi $\frac{5}{6}$ dari yang diizinkan oleh 10.6.4. Lihat juga 18.4.4.3.

18.4.4.2 Dalam menerapkan Pers. (10-4) pada tendon prategang, Δf_{ps} harus disubstitusi untuk f_s , dimana Δf_{ps} harus diambil sebagai tegangan yang dihitung pada baja prategang saat beban layan berdasarkan pada analisis penampang retak dikurangi

tegangan pengurang tekan f_{dc} .
Diizinkan untuk mengambil f_{dc}
sama dengan tegangan efektif pada
baja
prategang f_{se} . Lihat juga 18.4.4.3.
18.4.4.3 Dalam menerapkan Pers.
(10-4) pada tendon prategang,
besaran Δf_{ps} tidak
boleh melebihi 250 MPa. Bila Δf_{ps}
kurang dari atau sama dengan 140
MPa, persyaratan spasi dari
18.4.4.1 dan 18.4.4.2 tidak berlaku.
18.4.4.4 Bila h balok melebihi 900
mm, luas tulangan kulit
longitudinal yang terdiri dari
tulangan atau tendon dengan
lekatan harus disediakan seperti
yang disyaratkan oleh 10.6.7.

Tabel 2.4 Perbandingan Pasal 20.5 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.5 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
<p>20.5 Tegangan izin tendon prategang</p> <p>Tegangan tarik pada tendon prategang tidak boleh melampaui nilai berikut:</p> <p>1) Akibat gaya pengangkur tendon</p> <p>.....$0,94f_{py}$</p> <p>tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0,80f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon prategang atau perangkat angkur.</p> <p>2) Sesaat setelah penyaluran gaya prategang</p> <p>.....$0,82f_{py}$</p> <p>tetapi tidak lebih besar dari $0,74f_{pu}$.</p>	<p>18.5 Tegangan izin baja prategang</p> <p>18.5.1 Tegangan tarik pada baja prategang tidak boleh melebihi berikut ini:</p> <p>(a) Akibat gaya penarikan (<i>jacking</i>) baja prategang.....$0,94f_{py}$</p> <p>tetapi tidak lebih besar dari yang lebih kecil dari $0,80f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pembuat baja prategang atau perangkat angkur.</p> <p>(b) Tendon pasca tarik, pada perangkat angkur dan kopler (<i>couplers</i>), sesaat setelah transfer$0,70f_{pu}$</p>	<p>Di SNI 2002 malah ada peraturan sesaat setelah penyaluran gaya prategang. Sedangkan di SNI 2013 tidak ada.</p>

3) Tendon pasca tarik, pada daerah angkur dan sambungan, segera setelah penyaluran gaya 0,70f_{pu}		
---	--	--

Tabel 2.5 Perbandingan Pasal 20.6 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.6 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
<p>20.6 Kehilangan prategang</p> <p>1) Untuk menentukan nilai tegangan prategang efektif f_{se}, harus diperhitungkan kehilangan tegangan prategang akibat beberapa hal berikut:</p> <p>(1) Dudukan angkur pada saat penyaluran gaya.</p> <p>(2) Perpendekan elastis beton.</p> <p>(3) Rangkak beton.</p> <p>(4) Susut beton.</p> <p>(5) Relaksasi tegangan tendon.</p> <p>(6) Friksi akibat kelengkungan yang disengaja atau tidak disengaja dalam tendon</p>	<p>18.6 Kehilangan prategang</p> <p>18.6.1 Untuk menentukan tegangan efektif dalam baja prategang, f_{se}, pembolehan untuk sumber-sumber kehilangan prategang berikut harus ditinjau:</p> <p>(a) Dudukan baja prategang saat penyaluran;</p> <p>(b) Perpendekan elastis beton;</p> <p>(c) Rangkak beton;</p> <p>(d) Susut beton;</p> <p>(e) Relaksasi tegangan baja prategang;</p> <p>(f) Kehilangan friksi akibat kurvatur sengaja atau tak sengaja</p>	<p>Kehilangan prategang tidak ada perbedaan</p>

pascatarik.

2) Kehilangan akibat friksi pada tendon pasca-tarik:

(1) Pengaruh kehilangan akibat friksi pada tendon pasca-tarik harus dihitung dari

$$P_s = P_x e^{(K l_x + \mu \alpha)} \quad (107)$$

bila $(Kl_x + \mu \alpha)$ tidak lebih besar dari 0,30, maka pengaruh kehilangan akibat friksi boleh dihitung sebagai berikut,

$$P_s = P_x (1 + Kl_x + \mu \alpha) \quad (108)$$

(2) Kehilangan akibat friksi harus didasarkan pada koefisien friksi akibat wobble K dan kelengkungan μ yang ditentukan secara eksperimental, dan harus

pada tendon pasca-tarik.

18.6.2 Kehilangan friksi pada tendon pasca tarik

18.6.2.1 Gaya prategang efektif yang disyaratkan harus dicantumkan dalam dokumen kontrak.

18.6.2.2 Kehilangan friksi yang dihitung harus didasarkan pada koefisien friksi wobble dan kurvatur yang ditentukan secara eksperimental.

18.6.2.3 Gaya prategang dan kehilangan friksi harus dibuktikan selama operasi penegangan tendon seperti ditetapkan dalam 18.20.

Di SNI 2002 dicantumkan rumus untuk menghitung kehilangan friksi pada tendon pasca tarik. Sedangkan di SNI 2013 rumus perhitungannya tidak dicantumkan.

dibuktikan pada saat pelaksanaan penarikan tendon dilakukan.

(3) Nilai koefisien friksi akibat wobble dan kelengkungan yang dipakai dalam perhitungan perencanaan harus dicantumkan dalam gambar perencanaan (Tabel 14).

3) Bila kehilangan prategang dalam suatu komponen struktur terjadi akibat komponen struktur tersebut menyatu dengan komponen struktur lain disekitarnya, maka kehilangan gaya prategang tersebut harus diperhitungkan dalam perencanaan.

18.6.3 Bila kehilangan prategang pada komponen struktur terjadi akibat sambungan komponen struktur ke konstruksi yang terhubung, kehilangan prategang tersebut diperbolehkan dalam desain.

Tidak ada perbedaan.

Tabel 2.6 Koefisien friksi tendon pasca tarik untuk digunakan pada persamaan 107 atau persamaan 108 (SNI 03-3847-2002)

		Koefisien wobble K_u (1/m)	Koefisien friksi
Tendon kawat batang kekuatan tinggi <i>strand</i> 7 kawat		0,0033 - 0,0049	0,15 - 0,25
		0,0003 - 0,0020	0,08 - 0,30
		0,0016 - 0,0066	0,15 - 0,25
Tendon tanpa lekatan	Mastic coated	tendon kawat	0,0033 - 0,0066
		<i>strand</i> 7 kawat	0,0033 - 0,0066
	Pre- greased	tendon kawat	0,0010 - 0,0066

		strand 7 kawat	0,0010 - 0,0066	0,05 - 0,15
--	--	----------------	-----------------	-------------

Tabel 2.7 Perbandingan Pasal 20.7 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.7 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
<p>20.7 Kuat Lentur</p> <p>2)</p> <p>b) Untuk komponen struktur yang menggunakan tendon pratang tanpa lekatan dan dengan rasio perbandingan antara bentang terhadap tinggi komponen struktur tidak lebih dari 35:</p> $f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'c}{100 \rho p}$ <p>(110)</p> <p>tetapi nilai f_{ps} dalam persamaan 110 tidak boleh diambil lebih besar dari f_{py} maupun $(f_{se} + 400)$.</p>	<p>18.7 Kekuatan Lentur</p> <p>18.7.2</p> <p>(b) Untuk komponen struktur dengan tendon tanpa lekatan dan dengan rasio bentang terhadap tinggi sebesar 35 atau kurang:</p> $f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'c}{100 \rho p}$ <p>(18-2)</p> <p>tetapi nilai f_{ps} dalam Pers. (18-2) tidak boleh diambil lebih besar dari yang lebih kecil f_{py} maupun $(f_{se} + 420)$.</p>	<p>Terdapat perbedaan di dalam menentukan f_{ps}</p>

<p>c) Untuk komponen struktur yang menggunakan tendon prategang tanpa dengan lekatan dan suatu rasio bentang terhadap tinggi lebih besar dari 35:</p> $f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'c}{300 \rho p} \quad (111)$ <p>tetapi nilai f_{ps} dalam persamaan 111 tidak boleh diambil lebih besar dari f_{py} maupun $(f_{se} + 200)$.</p>	<p>(c) Untuk komponen struktur dengan tendon tanpa lekatan dan dengan suatu rasio bentang terhadap tinggi lebih besar dari 35:</p> $f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'c}{300 \rho p} \quad (18-3)$ <p>tetapi nilai f_{ps} dalam Pers. (18-3) tidak boleh diambil lebih besar dari yang lebih kecil f_{py} maupun $(f_{se} + 210)$.</p>	<p>Terdapat perbedaan di dalam menentukan f_{ps}</p>
--	--	---

Tabel 2.8 Perbandingan Pasal 20.8 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.8 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
<p>20.8 Batasan tulangan pada komponen struktur lentur</p> <p>1) Rasio baja tulangan prategang dan</p>	<p>18.8 Batasan untuk tulangan komponen struktur lentur</p> <p>18.8.1 Penampang beton prategang</p>	<p>Suku-suku ω_p, $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$, atau $[(\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega_w'))]$ masing-</p>

baja tulangan non-prategang yang digunakan untuk perhitungan kuat momen suatu komponen struktur, kecuali seperti ditentukan dalam 20.8(2), harus sedemikian hingga ω_p , $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$, atau $[(\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega_w'))]$ harus tidak boleh lebih besar dari **0,36 β_1** .

2) Bila rasio tulangan yang ada melampaui nilai yang ditentukan dalam 20.8(1), maka kuat momen rencana tidak boleh melampaui kuat momen yang dihitung berdasarkan bagian tekan dari momen kopel.

3) Jumlah total baja tulangan non-prategang dan baja tulangan prategang harus cukup untuk dapat menghasilkan beban terfaktor paling sedikit sebesar **1,20 kali beban retak** yang dihitung berdasarkan

harus diklasifikasikan sebagai salah satu dari penampang terkendali tarik, transisi, atau terkendali tekan, sesuai dengan 10.3.3 dan 10.3.4. Faktor reduksi kekuatan yang cocok, ϕ , from 9.3.2 berlaku.

18.8.2 Jumlah total tulangan prategang dan bukan prategang pada komponen struktur dengan tulangan prategang dengan lekatan harus cukup untuk mengembangkan beban terfaktor paling sedikit **1,2 kali beban retak** yang dihitung dengan dasar modulus retak *fr* yang ditetapkan dalam 9.5.2.3. Ketentuan ini diizinkan diabaikan untuk komponen struktur lentur dengan kekuatan geser dan lentur paling sedikit dua kali yang disyaratkan

masing adalah sama dengan **0,85a/d_p**, dimana a adalah tinggi blok tegangan persegi ekuivalen untuk penampang yang ditinjau.

<p>nilai modulus retak f_r yang ditentukan dalam 11.5(2(3)). Aturan ini dapat diabaikan untuk:</p> <p>a) Pelat dua arah pasca tarik tanpa lekatan</p> <p>b) Komponen struktur lentur dengan kuat geser dan lentur paling sedikit dua kali dari yang ditentukan dalam 11.2.</p>	<p>oleh 9.2.</p> <p>18.8.3 Sebagian atau semua tulangan dengan lekatan yang terdiri dari batang tulangan atau tendon harus disediakan sedekat mungkin secara praktis ke muka tarik pada komponen struktur lentur prategang. Pada komponen struktur prategang dengan tendon tanpa lekatan, tulangan dengan lekatan minimum yang terdiri dari batang tulangan atau tendon harus seperti yang disyaratkan oleh 18.9.</p>	
---	---	--

Tabel 2.9 Perbandingan Pasal 20.9 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.9 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
20.9 Tulangan non-prategang minimum	18.9 Tulangan dengan lekatan minimum	

3)

(2) Pada daerah momen positif dimana tegangan tarik beton yang didapat dari perhitungan pada beban kerja melampaui $(1/6)\sqrt{f'c}$, luas minimum dari tulangan non-prategang harus dihitung dari

$$A_s = \frac{N_c}{0,5f_y}$$

(113)

dimana tegangan leleh rencana f_y tidak melampaui **400 MPa**.

Tulangan non-prategang harus didistribusikan secara merata pada daerah tarik yang pada awalnya mengalami tekan, dan diletakan sedekat mungkin pada serat tarik terluar dari penampang.

18.9.3

18.9.3.2. Pada daerah momen positif dimana tegangan tarik yang dihitung pada beton pada saat beban layan melebihi $0,17\sqrt{f'c}$, luas minimum tulangan dengan lekatan harus dihitung dengan

$$A_s = \frac{N_c}{0,5f_y}$$

(18-7)

dimana nilai f_y yang digunakan dalam Pers. (18-7) tidak melebihi **420 MPa**. Tulangan dengan lekatan harus didistribusikan secara merata sepanjang daerah tarik pratekan sedekat mungkin secara praktis ke serat tarik terjauh.

Hanya berbeda penulisannya, yaitu di SNI 2002 $((1/6)\sqrt{f'c})$ dan SNI 2013 $(0,17\sqrt{f'c})$. Tetapi value nilainya sama.

Di SNI 2002 tegangan leleh rencana f_y tidak melampaui **400 MPa**. Sedangkan di SNI 2013 tegangan leleh rencana f_y tidak melampaui **420 MPa**.

Tabel 2.10 Perbandingan Pasal 20.10 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.10 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
<p>20.10 Struktur statis tak-tentu</p> <p>4) Redistribusi momen negatif pada komponen struktur lentur prategang menerus.</p> <p>(1) Pada daerah tumpuan dimana disediakan tulangan non-prategang berdasarkan ketentuan 20.9, momen negatif yang dihitung dengan teori elastis untuk setiap pola pembebanan boleh diperbesar atau diperkecil tidak lebih dari</p> $20 \left[1 - \frac{\omega_p + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega')}{0,36 \beta_1} \right] \%$	<p>18.10 Struktur statis tak tentu</p> <p>18.10.1 Rangka dan konstruksi menerus beton prategang harus didesain untuk kinerja yang memuaskan pada saat kondisi beban layan dan untuk kekuatan yang cukup.</p>	<p>Catatan</p> <p>Di SNI 2002 dicantumkan rumus untuk menghitung momen negatif yang dihitung dengan teori elastis di daerah tumpuan</p>

(2) Momen negatif yang telah diubah tadi harus digunakan untuk menghitung momen-momen pada penampang di sepanjang bentang untuk pola pembebanan yang sama.

(3) Redistribusi momen negatif hanya boleh dilakukan bila penampang yang momennya direduksi direncanakan sedemikian hingga ω_p , $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$, atau $[(\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega_w'))]$, yang manapun yang berlaku, tidak lebih besar dari $0,24\beta_1$.

18.10.2 Kinerja pada saat kondisi beban layan harus ditentukan dengan analisis elastis, yang meninjau reaksi, momen, geser, dan gaya aksial yang ditimbulkan oleh prategang, rangkai, susut, perubahan suhu, deformasi aksial, kekangan elemen struktur yang dihubungkan, dan penurunan fondasi.

18.10.3 Momen-momen yang digunakan untuk menghitung kekuatan perlu harus merupakan jumlah momen akibat reaksi yang ditimbulkan oleh prategang (dengan suatu faktor beban sebesar 1,0) dan momen-momen akibat beban terfaktor. Penyesuaian jumlah momen-momen ini diizinkan seperti diperbolehkan dalam 18.10.4.

18.10.4 Redistribusi momen pada komponen struktur lentur prategang menerus

18.10.4.1 Bila tulangan dengan lekatan disediakan pada tumpuan sesuai dengan 18.9, diizinkan untuk mengurangi momen negatif atau positif yang dihitung dengan teori elastis untuk sebarang pembebanan yang diasumsikan, sesuai dengan 8.4.

18.10.4.2 Momen yang tereduksi harus digunakan untuk menghitung momen teredistribusi pada semua penampang lainnya dalam bentang. Kesetimbangan statis harus dipertahankan setelah redistribusi momen untuk setiap penempatan pembebanan.

Tabel 2.11 Perbandingan Pasal 20.11 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.11 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
<p>20.11</p> <p>2) Batasan untuk tulangan pada komponen struktur prategang yang mengalami tekan.</p> <p>(1) Komponen struktur dengan tegangan rata-rata f_{pc} kurang dari 1,5 MPa harus mempunyai tulangan minimum sesuai dengan 12.9(1), 12.9(2) dan 9.10 untuk kolom atau 16.3 untuk dinding.</p> <p>(2) Kecuali untuk dinding, semua tendon prategang dari komponen struktur yang mempunyai tegangan prategang rata-rata f_{pc} tidak kurang dari 1,5 MPa harus dilingkupi dengan tulangan spiral atau pengikat lateral berdasarkan ketentuan berikut:</p>	<p>18.11 Komponen struktur tekan - Kombinasi beban lentur dan aksial</p> <p>18.11.2.1 Komponen struktur dengan tegangan tekan rata-rata dalam beton kurang dari 1,6 MPa, akibat gaya prategang efektif saja, harus mempunyai tulangan minimum sesuai dengan 7.10, 10.9.1, dan 10.9.2 untuk kolom, atau 14.3 untuk dinding.</p> <p>18.11.2.2 Kecuali untuk dinding, komponen struktur dengan tegangan tekan rata-rata dalam beton, akibat gaya prategang efektif saja, sama dengan atau lebih besar dari 1,6 MPa, harus mempunyai semua tendon yang dilingkupi oleh spiral atau pengikat transversal sesuai dengan (a) sampai (d):</p>	<p>Terdapat perbedaan syarat tegangan rata-rata f_{pc} kurang dari 1,5 MPa (SNI 2002). Sedangkan tegangan rata-rata f_{pc} kurang dari 1,6 MPa (SNI 2013).</p>

<p>(3) Untuk dinding dengan tegangan prategang rata-rata f_{pe} sama dengan atau lebih besar dari 1,5 MPa, ketentuan tulangan minimum dalam 16.3 boleh diabaikan bila dapat ditunjukkan dengan analisis struktur bahwa dinding tersebut mempunyai kekuatan dan stabilitas yang memadai.</p>	<p>18.11.2.3 Untuk dinding dengan tegangan tekan rata-rata dalam beton akibat gaya prategang efektif saja sama dengan atau lebih besar dari 1,6 MPa, tulangan minimum yang disyaratkan oleh 14.3 tidak berlaku bila analisis struktur menunjukkan kekuatan dan stabilitas yang cukup.</p>	
---	--	--

Tabel 2.12 Perbandingan Pasal 20.13 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.13 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
<p>20.13 20.13.2 Kuat material nominal (3) Kuat tekan beton pada saat penarikan tendon pasca tarik harus dicantumkan pada gambar rencana. Tendon pasca tarik tidak boleh ditegangkan sampai nilai f_{ci}' yang</p>	<p>18.13 Daerah pengankuran tendon pasca tarik 18.13.4 Kekuatan bahan nominal 18.13.4.3 Kekuatan tekan beton pada waktu pasca penarikan harus ditetapkan dalam dokumen kontrak. Kecuali bilamana perangkat angkur</p>	

<p>didapat dari pengujian tekan contoh silinder yang dirawat sesuai dengan komponen strukturnya mencapai 28 MPa untuk tendon majemuk atau paling sedikit 17,5 MPa untuk tendon atau batang tunggal. Hal di atas dapat diabaikan bilamana digunakan angkur yang ukurannya lebih besar untuk mengkompensasi nilai kuat tekan yang lebih rendah atau bilamana penegangan tendon pascatarik dibatasi maksimum 50 % gaya tendon akhir.</p>	<p>yang berukuran lebih disesuaikan ukurannya untuk menggantikan kekuatan tekan yang lebih rendah atau baja prategang ditegangkan sampai tidak lebih dari 50 persen gaya prategang akhir, baja prategang tidak boleh ditegangkan sampai kekuatan tekan beton seperti ditunjukkan oleh pengujian yang konsisten dengan perawatan komponen struktur, adalah paling sedikit 28 MPa untuk tendon strand majemuk atau paling sedikit 17 MPa untuk strand tunggal atau batang tulangan.</p>	<p>Di SNI 2002 paling sedikit 17,5 MPa untuk tendon atau batang tunggal, sedangkan SNI 2013 paling sedikit 17 MPa untuk strand tunggal atau batang tulangan.</p>
--	--	--

Tabel 2.13 Perbandingan Pasal 20.14 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.14 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
<p>20.14 Perencanaan daerah pengangkuran untuk strand tunggal atau batang tunggal diameter 16 mm 2) Perencanaan daerah pengangkuran</p>	<p>18.14 Desain daerah pengangkuran untuk tendon strand tunggal atau batang tulangan diameter 16 mm tunggal</p>	

<p>global untuk tendon pelat lantai</p> <p>(1) Penggunaan perangkat angkur untuk strand berdiameter 12,5 mm atau lebih kecil pada pelat lantai yang terbuat dari beton normal harus disertai dengan pemasangan tulangan minimum yang memenuhi ketentuan 20.14(2(2)) dan 20.14(2(3)), kecuali bila dapat dibuktikan melalui analisis rinci bahwa tulangan tersebut tidak dibutuhkan.</p>	<p>18.14.2 Desain daerah umum untuk tendon slab</p> <p>18.14.2.1 Untuk perangkat angkur untuk strand diameter 12,7 mm atau lebih kecil pada slab beton berat normal, tulangan minimum yang memenuhi persyaratan dari 18.14.2.2 dan 18.14.2.3, kecuali bila analisis detail yang memenuhi 18.13.5 menunjukkan bahwa tulangan tersebut tidak dibutuhkan.</p>	<p>Di SNI 2002 perangkat angkur untuk strand berdiameter 12,5 mm, sedangkan SNI 2013 perangkat angkur untuk strand diameter 12,7 mm</p>
--	---	---

Tabel 2.14 Perbandingan Pasal 20.18 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 18.18 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
<p>20.18</p> <p>4) Pengadukan dan pemompaan grout</p> <p>(2) Suhu komponen struktur pada saat pelaksanaan grout harus di atas 2°C dan harus dijaga agar tetap</p>	<p>18.18 Grouting untuk tendon dengan lekatan</p> <p>18.18.4 Pencampuran dan pemompaan grouting</p> <p>18.18.4.2 Suhu komponen struktur pada saat pelaksanaan grouting</p>	<p>Di SNI 2002 kuat tekan minimum sebesar 6 MPa,</p>

diatas 2°C hingga kubus grout ukuran 50 mm yang dirawat di lapangan mencapai suatu kuat tekan minimum sebesar **6 MPa**.

(3) Selama pengadukan dan pemompaan, suhu grout tidak boleh lebih tinggi dari **30°C**.

harus di atas 2°C dan harus dijaga di atas 2°C hingga kubus grouting 50 mm yang dirawat di lapangan mencapai kekuatan tekan minimum sebesar **5,5 MPa**.

18.18.4.3 Suhu grouting tidak boleh di atas **32°C** selama pencampuran dan pemompaan.

sedangkan SNI 2013 mencapai kekuatan tekan minimum sebesar **5,5 MPa**.

Di SNI 2002 suhu grout tidak lebih dari **30°C**, sedangkan SNI 2013 suhu grout tidak lebih dari **32°C**.

Batasan SNI dengan tinjauan gempa :
Tabel 2.15 Perbandingan Pasal 23.7 SNI 03-2847-2002 dan Pasal 21.5 SNI 2847:2013

SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	Catatan
<p>23.7 Diafragma dan rangka batang struktural</p> <p>5) Tulangan</p> <p>(2) Kabel prategang dengan lekatan yang digunakan sebagai tulangan utama pada batang tepi diafragma atau komponen kolektor harus direncanakan demikian sehingga tegangan akibat gaya-gaya gempa tidak melebihi 400 MPa. Prategang akibat kabel prategang tanpa lekatan untuk memikul gaya-gaya pada diafragma dapat diizinkan selama ada penyaluran gaya yang sempurna.</p>	<p>21.5 Komponen struktur lentur rangka momen khusus</p> <p>21.5.2 Tulangan longitudinal</p> <p>21.5.2.5 Prategang, bilamana digunakan, harus memenuhi (a) hingga (d), kecuali bila digunakan pada rangka momen khusus seperti yang diizinkan oleh 23.8.3:</p> <p>(a) Prategang rata-rata, f_{pc}, yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3,5</p>	<p>Catatan</p> <p>Di SNI 2013 terdapat syarat prategang rata-rata, f_{pc} tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3,5 MPa dan $f'_c/10$. Di SNI 2002 tidak ada peraturan mengenai hal di atas</p>

(3) Rangka batang struktural, penyokong, pengikat batang tepi, dan komponen kolektor dengan tegangan tekan melebihi $0,2 f_c$ harus diberi tulangan transversal sesuai 23.4(4(1)) sampai dengan 21.4(4(3)) di sepanjang bentangnya. Tulangan tersebut dapat dihentikan pada tempat dimana tegangan-tekanannya kurang daripada $0,15 f_c$. Tegangan-tegangan tersebut harus dihitung untuk beban-beban terfaktor dengan menggunakan hubungan tegangan-regangan elastis linier dan sifat-sifat penampang bruto.

MPa dan $f'_c/10$.

c) Baja prategang **tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis** pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

sehingga perlu ada pengamatan terhadap pasal tersebut.

SNI 2013 mengizinkan baja tendon beton prategang menerima beban gempa positif maupun negatif saja sebesar **maksimal 25%** sedangkan SNI 2002 tidak mengizinkan tendon prestress menerima beban gempa dan mendistribusikan beban gempa 100% diterima oleh tulangan lunak.

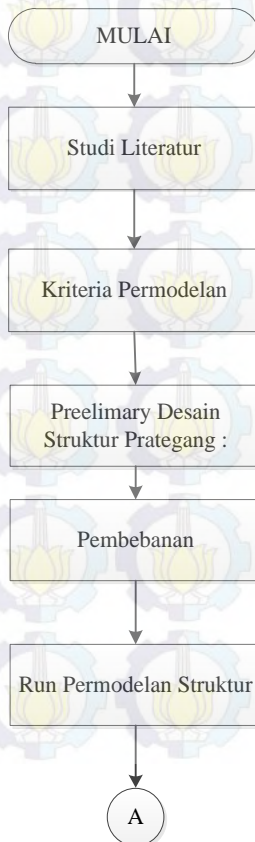
“halaman ini sengaja dikosongkan”

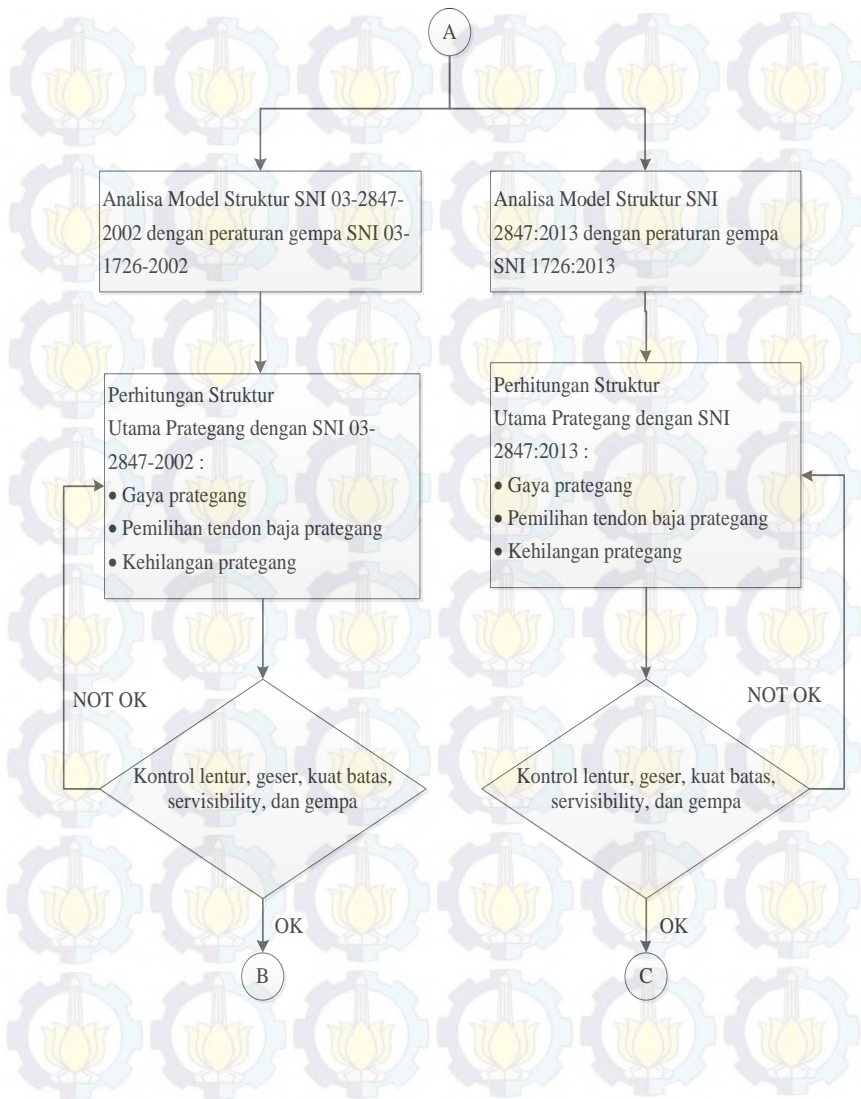
BAB III METODOLOGI

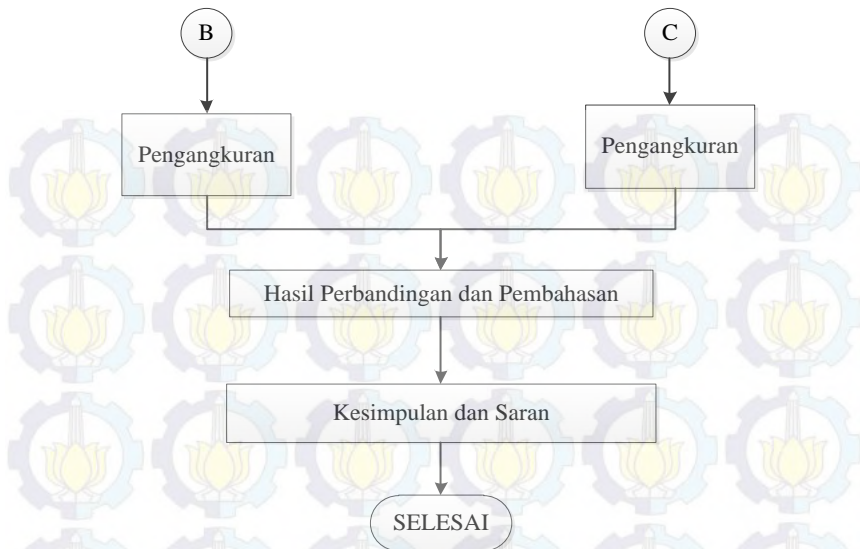
3.1 Umum

Sebelum mengerjakan Tugas Akhir, maka perlu disusun langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan literatur dan pedoman desain, sehingga tujuan dari tugas akhir ini dapat tercapai.

3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir







Gambar 3.1 Bagan alir penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Kriteria Permodelan

Perencanaan permodelan yang digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu :

Variabel desain	: Beton Prategang
Fungsi bangunan	: Perkantoran
Lokasi	: Padang, Sumatera
Zona Gempa	: 5
Material	: Beton
Mutu beton ($f'c$)	: 35 MPa
Mutu baja (f_y)	: 400 MPa
Jumlah lantai	: 12 lantai (tipikal)
Tinggi tiap Lantai	: 4,5 m
Tinggi gedung	: 54 m
Jumlah baris	: 4
Lebar antar baris	: 6 m
Luas gedung	: 24 m x 24 m
Jenis tanah	: Tanah lunak

3.4 Preliminary Desain Struktur Utama Non Prategang

Struktur utama non prategang berupa balok dan kolom.

3.5 Preliminary Desain Struktur Sekunder

Struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Struktur sekunder antara lain meliputi :

1. Pelat.
2. Tangga.
3. Balok Anak.

3.6 Pembebanan

Penggunaan beban yang ada mengikuti peraturan yang ada di PPIUG 1983 dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 03-2847-2002 pasal 11.2 dan SNI 2847:2013, antara lain :

1. Beban Mati.

Beban mati terdiri dari berat struktur sendiri, dinding, pelat, serta berat finishing arsitektur (PPIUG 1983).

2. Beban Hidup

Beban hidup untuk perkantoran adalah 250 kg/m² dan 100 kg/m² untuk beban pekerja (atap).

3. Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai SNI 03-1726-2002 dan SNI 1726:2012.

Menurut SNI 2847:2013, beban gempa yang dialami oleh struktur sebagian dipikul oleh komponen baja prategang hanya diperbolehkan maksimal 25% dari beban gempa yang terjadi.

4. Kombinasi

Beban mati, beban hidup, dan beban gempa dibebankan kepada struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.2 dan SNI 2847:2013.

3.7 Run Permodelan Struktur

Analisa struktur utama menggunakan *software* SAP 2000 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama.

3.8 Preliminary Desain Struktur Prategang

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013, yang berupa preliminary desain struktur prategang.

3.9 Analisa Struktur Utama Prategang

Dalam perencanaan beton prategang pada Tugas Akhir ini, metode yang digunakan adalah post-tension atau pasca tarik. Kemudian dilakukan pengecoran beton prategang dan pelat secara bersamaan sepanjang lebar efektif (analisa balok T). Langkah-langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut :

3.9.1 Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal berpengaruh pada momen total, yang kemudian gaya tersebut akan disalurkan ke penampang.

3.9.2 Pemilihan Tendon Baja Prategang

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prategang yang ada. Setelah memilih tendon baja prategang, maka langkah selanjutnya adalah menentukan tata letak kabel.

Tata letak kabel sangat ditentukan oleh jenis kabel yang digunakan, agar tidak melebihi batas yang telah ditetapkan sesuai peraturan.

3.9.3 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat

stressing. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu :

1. Kehilangan segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada pada komponen balok prategang, yang terdiri dari :

- a. Kehilangan akibat pengangkurian (SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.1.1 dan SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.1)
- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.1.2 dan SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.2)
- c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.2.1 dan SNI 2847:2013 pasal 18.6.2.1)
- d. Kehilangan akibat kekangan kolom.

2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah :

- a. Kehilangan akibat rangkak (SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.1.3 dan SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.3)
- b. Kehilangan akibat susut (SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.1.4 dan SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.4)
- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.1.5 dan SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.5)

3.9.4 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut (SNI 2847:2013 ps 18.13) :

$$1.2M_{cr} \leq \phi M_u \leq M_n$$

Dimana :

M_{cr} = momen retak yang terjadi pada balok prategang

M_u = momen ultimate balok prategang

M_n = Kapasitas penampang

3.9.5 Kontrol Lentur

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap tahap yang kritis, baik pada saat jacking atau tahap beban layan. Hal ini bertujuan untuk mengetahui apakah dimensi dari balok mampu untuk memikul tegangan yang diberikan, dimanategangan ijin yang diberikan berdasarkan (SNI 03-2847-2002 Ps.20.5 dan SNI 2847:2013 Ps.18.5)

3.9.6 Kontrol Geser

Kontrol geser serta perhitungan tulangan geser didasari pada SNI 03-2847-2002 pasal 13.4.1 dan SNI 2847:2013 pasal 11.3.1 dimana dapat digunakan dua perumusan, dimana perumusan yang digunakan ialah secara umum dan rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

3.9.7 Kontrol Lendutan

Kita perlu menghitung kontrol lendutan karena lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut

pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi.

3.9.8 Pengankuran

Pada balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global diisyaratkan oleh SNI 03-2847-2002 pasal 20.13.2.2 dan SNI 2847:2013 pasal 18.13.2.2. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, belah dan pecah yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 20.13.1.2 dan SNI 2847:2013 pasal 18.13.1.2

3.9.9 Kontrol dengan Tinjauan Gempa

Kontrol beton prategang dengan tinjauan gempa terdapat di SNI 03-2847-2002 pasal 23.7.5 ayat 2 dan 3 yaitu

(2) Kabel prategang dengan lekatan yang digunakan sebagai tulangan utama pada batang tepi diafragma atau komponen kolektor harus direncanakan demikian sehingga tegangan akibat gaya-gaya gempa tidak melebihi 400 MPa. Prategang akibat kabel prategang tanpa lekatan untuk memikul gaya-gaya pada diafragma dapat diizinkan selama ada penyaluran gaya yang sempurna.

(3) Rangka batang struktural, penyokong, pengikat batang tepi, dan komponen kolektor dengan tegangan tekan melebihi $0,2 f_c'$ harus diberi tulangan transversal sesuai 23.4(4(1)) sampai dengan 21.4(4(3)) di sepanjang bentangnya. Tulangan tersebut dapat dihentikan pada tempat dimana tegangan-tekanannya kurang daripada $0,15 f_c'$. Tegangan-tegangan tersebut harus dihitung

untuk beban-beban terfaktor dengan menggunakan hubungan tegangan-regangan elastis linier dan sifat-sifat penampang bruto.

Sedangkan kontrol tinjauan gempa di SNI 2847:2013 terdapat di pasal 21.5.2.5 ayat a dan c, yaitu

- (a) Prategang rata-rata, f_{pe} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3,5 MPa dan $f_c/10$.
- (c) Baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

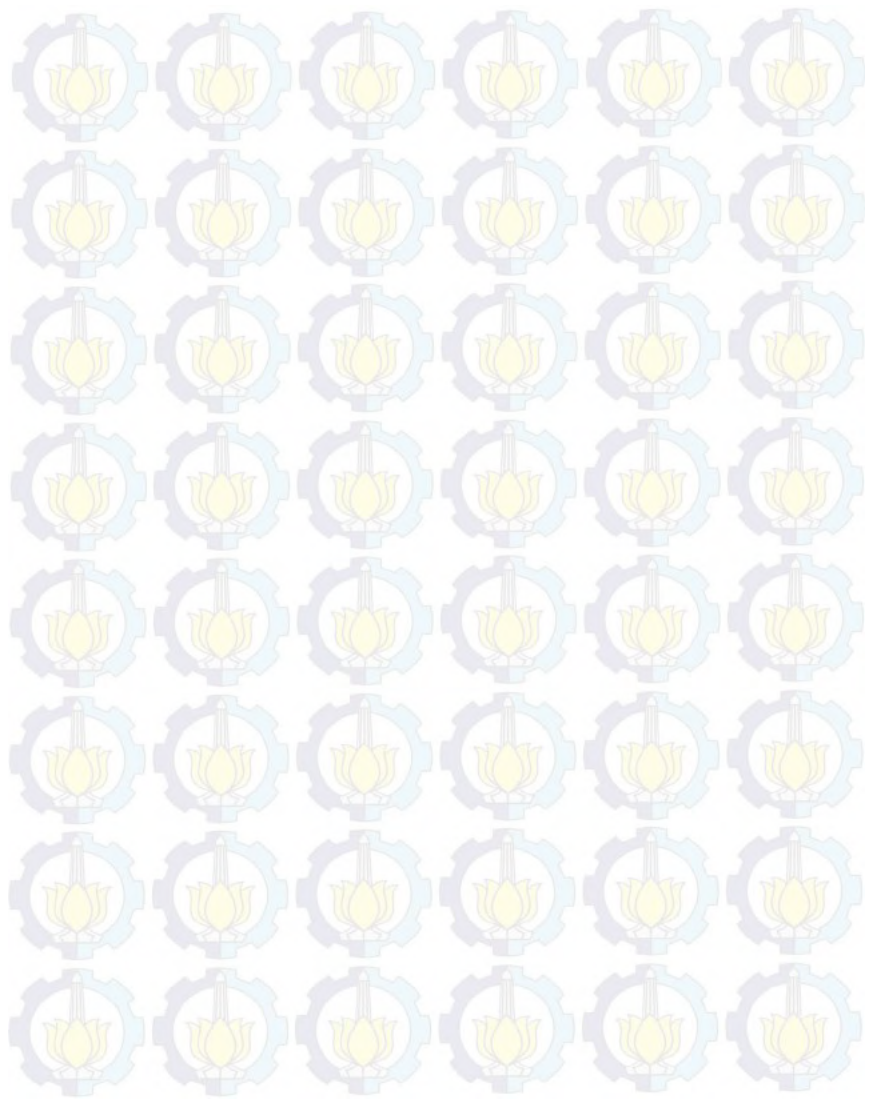
3.10 Hasil Perbandingan dan Pembahasan

Hasil analisa dan keypoint dengan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 ditabelkan dan dibandingkan.

3.11 Kesimpulan dan Saran

Kesimpulan berupa perbandingan dari peraturan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013.

“halaman ini sengaja dikosongkan”



BAB IV

PRELIMINARY DESAIN

4.1 UMUM

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. Preliminary desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, pelat, kolom, dan balok prategang. Sebelum melakukan preliminary baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

4.2 PERMODELAN GEDUNG

Permodelan menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Berikut ini adalah data-data permodelan struktur gedung.

- Variabel desain : Beton Prategang
- Fungsi bangunan : Perkantoran
- Lokasi : Padang, Sumatera
- Zona Gempa : 5
- Material : Beton
- Mutu beton (f'_c) : 35 MPa
- Mutu baja (f_y) : 400 MPa
- Jumlah lantai : 12 lantai (tipikal)
- Tinggi tiap Lantai : 4,5 m
- Tinggi gedung : 54 m
- Jumlah baris : 4
- Lebar antar baris : 6 m
- Luas gedung : 24 m x 24 m
- Jenis tanah : Tanah lunak (SE)

4.2.1 Pembebanan

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat sendiri beton bertulang : 2400 kg/m^3
 - Adukan finishing : 21 kg/m^3
 - Tegel : 24 kg/m^3
 - Dinding setengah bata : 250 kg/m^3
 - Plafond : 11 kg/m^3
 - Penggantung : 7 kg/m^3
 - Plumbing +ducting : 25 kg/m^3
- Beban Hidup
 - Lantai atap : 100 kg/m^3
 - Lantai : 250 kg/m^3
 - Pelat tangga : 300 kg/m^3

2. Beban Angin

- Dekat dari pantai : 40 kg/m^3

3. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa dilakukan menurut SNI 03-1726-2002 dan SNI 1726:2012.

4.3 PRELIMINARY BALOK

Penentuan tinggi balok ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2.1 tabel 9.5(a). Bila persyaratan ini telah dipenuhi maka tidak perlu dilakukan kontrol lendutan pada balok.

4.3.1 Preliminary Balok Induk

Penentuan tinggi balok minimum (h_{\min}) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2.1 tabel 9.5(a) . Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung)

$$h_{\min} = \frac{L}{16}$$

$$b = \frac{1}{2} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

Gedung yang dimodelkan memiliki panjang balok induk 600 cm arah memanjang dan melintang. Sehingga diperoleh dimensi balok induk seperti berikut

Tabel 4.1 Preliminary Desain Balok Induk

Bentang L (cm)	h min (cm)	b min (cm)	Digunakan h (cm)	Digunakan b (cm)	Dimensi (cm)
600	37,5	25	60	40	40/60

4.3.2 Preliminary Balok Anak

Preliminary dimensi balok anak untuk mutu beton 35 Mpa dan mutu baja 400 Mpa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan :

$$h_{\min} = \frac{L}{21}$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Dimensi balok anak dengan panjang yang sama dengan balok induk diperoleh sebagai berikut

Tabel 4.2 Preliminary Desain Balok Anak

Bentang L (cm)	h min (cm)	b min (cm)	Digunakan h (cm)	Digunakan b (cm)	Dimensi (cm)
600	28,5	19	50	35	35/50

4.3.3 Preliminary Balok Prategang untuk SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 kelas U, T, dan C

Dimensi balok prategang pada preliminary desain untuk SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 kelas U, T, dan C direncanakan sebagai berikut :

$$h_{\min} = \frac{L}{20}$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Balok prategang yang direncanakan memiliki L = 2400 cm, sehingga diperoleh perencanaan

$$h_{\min} = \frac{L}{20} = \frac{2400}{20} = 100 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2 \times 100}{3} = 65 \text{ cm}$$

Sehingga direncanakan balok prategang dengan dimensi 65/100.

4.4 PERENCANAAN TEBAL PELAT

4.4.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu :

1. Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari atau sama dengan 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar pemikul bagian yang lebih pendek.
2. Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut.

Perhitungan dimensi plat berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.3 bagi tebal plat sebagai berikut :

- a) Untuk $\alpha_m \leq 0,2$ menggunakan Pasal 9.5(3(2))
- b) Untuk $0,2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum plat harus

memenuhi
$$h_1 = \frac{L_n \times \left[0.8 + \frac{f_y}{1500} \right]}{36 + 5\beta[\alpha_m - 0.2]}$$
 dan tidak boleh kurang dari 120 mm

- c) Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum plat harus

memenuhi
$$h_2 = \frac{L_n \times \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$$
 dan tidak boleh kurang dari 90 mm

kurang dari 90 mm

L_n = Panjang bentang bersih

- S_n = Lebar bentang bersih
 f_y = Tegangan Leleh Baja
 β = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah
 α_m = Nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi – tepi dari suatu panel

Harga α_m didapat dari:

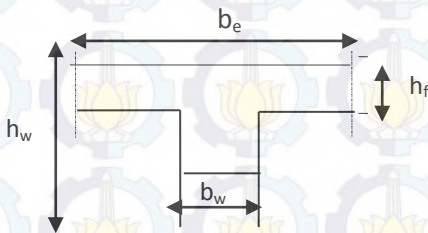
$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{plat} I_{plat}} \quad I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} \quad I_{plat} = Ly \times \frac{hf^3}{12}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right) x \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw}\right) + 4 \left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) x \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok :

Balok Tengah :



Nilai be :

$$be = 1/4 L_y$$

$$be = bw + 16 hf$$

dari kedua nilai be tersebut diambil yang terkecil.

Permodelan struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen, dimana pelat difokuskan

hanya menerima beban gravitasi. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis.

4.4.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan spesifikasi sebagai berikut

- Mutu beton : 35 Mpa
- Mutu baja : 400 Mpa
- Rencana tebal pelat : 12 cm

Ukuran pelat yang terdapat pada permodelan gedung adalah 600 cm x 300 cm.

Pelat tipe 600 cm x 300 cm, maka nilai L_y dan L_x yaitu :

$$L_y = 600 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 560 \text{ cm}$$

$$L_x = 300 - \left(\frac{40}{2} + \frac{35}{2} \right) = 262,5 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_{yn}}{L_{xn}} = \frac{560}{262,5} = 2,13 > 2 \text{ (Pelat 1 arah)}$$

Dengan menggunakan cara perhitungan di atas maka nilai L_y dan L_x untuk semua tipe pelat adalah sebagai berikut

Tabel 4.3 Nilai L_y dan L_x Pelat

Tipe Pelat (cm)	L_y (cm)	L_x (cm)
600 x 300	560	262,5

4.4.3 Perhitungan Lebar Efektif Pelat untuk SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 kelas U, T, dan C

(Semua jenis Pelat Lantai dan Atap sama untuk semua sisi)

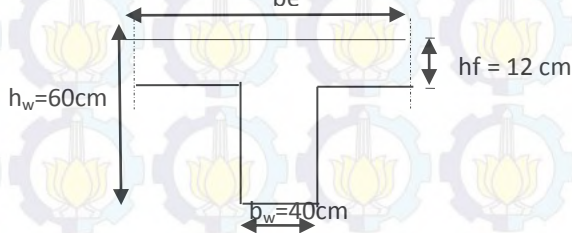
$\beta < 2$ tulangan dua arah

β = rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah.

Pelat tipe 600 cm x 300 cm akan digunakan sebagai contoh perhitungan.

1. Balok Induk Tengah

Potongan penampang balok induk tengah yang digunakan sebagai acuan perencanaan dapat dilihat pada Gambar 4.1. Balok induk dengan dimensi 40/60, dan tebal pelat 12 cm. Perhitungan lebar efektif balok b_e ialah sebagai berikut :



Gambar 4.1. Potongan penampang balok induk tengah

- $b_e = \frac{1}{4} L_y = \frac{1}{4} (560) = 140 \text{ cm}$
- $b_e = b_w + 16 h_f$
 $= 40 + (16 \times 12)$
 $= 232 \text{ cm}$

Dipakai $b_e = 140 \text{ cm}$.

$$K = \frac{1 + \left(\frac{140}{40} - 1\right) \times \left(\frac{12}{60}\right) \times \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{140}{40} - 1\right) \times \left(\frac{12}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{140}{40} - 1\right) \times \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$= 1,66$$

$$I_{\text{balok}} = K \cdot b_w \cdot \frac{h_w^3}{12} = 1,66 \times 40 \times \frac{60^3}{12} = 1195200 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{plat}} = L_y \cdot \frac{h_f^3}{12} = 560 \times \frac{12^3}{12} = 80640 \text{ cm}^4$$

Karena $E_c \text{ balok} = E_c \text{ plat}$

$$\alpha = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{plat}}} = \frac{1195200}{80640} = 14,82$$

Dengan cara yang sama untuk balok induk melintang dan balok anak melintang maka didapat nilai α sebagai berikut

Balok induk memanjang = 14,82

Balok induk melintang = 14,82

Balok anak melintang = 7,95

Balok anak memanjang = 7,95

$$\text{Jadi } \alpha_m = \frac{1}{4} \times (14,82 + 14,82 + 7,95 + 7,95) = 11,38 > 2$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5(3(3)) yang mana $\alpha_m \geq 2$ maka ketebalan plat minimum adalah

$$h = \frac{560 \left(0,8 + \frac{400}{1500} \right)}{36 + 9 \times 2,13} = 10,8 \text{ cm} > 9 \text{ cm}$$

Untuk faktor kenyamanan gunakan tebal pelat lantai 12 cm. Tebal rencana pelat 12 cm memenuhi persyaratan tebal minimum.

4.4.4 Perencanaan Pelat Atap

Pelat atap yang direncanakan memiliki ukuran yang sama dengan pelat lantai. Ketebalan pelat atap direncanakan sama dengan pelat lantai yaitu 12 cm.

4.5 PERENCANAAN KOLOM

Dalam perencanaan kolom, pemilihan yang dilakukan adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar, yaitu kolom yang memikul bentang 600 x 600 tanpa memikul beban balok prategang.

Menurut SNI 2847:2013 kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Kolom yang hendak direncanakan memikul beban pada luasan pelat ukuran 600x300 dari seperempat masing masing luasan pelat yang diatasnya.

Direncanakan :

Tebal Pelat = 12 cm

Tinggi tiap lantai = 450 cm

Dimensi balok induk 40/60

Asumsi dimensi awal kolom 75 x 75 cm

Beban-beban yang terjadi berdasarkan PPIUG 1983 yang ditabelkan pada Tabel 4.4 dan 4.5

1. Beban Mati

Tabel 4.4 Beban Mati yang Diterima Kolom

Beban	(m)	(kg)
Pelat	6 x 6 x 0,12 x 2400 x 12 lantai	124416
Penggantung	6 x 6 x 7 x 12 lantai	3024
Plafond	6 x 6 x 11 x 12 lantai	4752
Balok Induk	(6+6) x 0,4 x 0,6 x 2400 x 12 lantai	82944
Dinding	(6+6) x 4,5 x 250 x 12 lantai	162000
Kolom	0,75x0,75 x 4,5 x 2400 x 12 lantai	72900
Tegel (2 cm)	6 x 6 x 0,02 x 2400 x 12 lantai	20736
Spesi (2 cm)	6 x 6 x 0,02 x 2100 x 12 lantai	18144
Aspal (1 cm)	6 x 6 x 14 x 1 lantai	504
Plumbing	6 x 6 x 10 x 12 lantai	4320
Pipa & ducting	6 x 6 x 15 x 12 lantai	6480
	TOTAL	500220

2. Beban Hidup

Tabel 4.5 Beban Hidup yang Diterima Kolom

	(m)	(kg)
Atap	6 x 6 x 120 x 1 lantai	4320
Lantai	6 x 6 x 250 x 11 lantai	99000
	TOTAL	103320

Berat total yang dipikul oleh kolom

$$W = DL + LL$$

$$= 500220 + 103320 = 603540 \text{ kg}$$

$$A = \frac{W}{1/3 \cdot f_c} = \frac{603540}{1/3 \cdot 350} = 5173,2 \text{ cm}^2$$

$A = b \times h$ dengan penampang persegi $b = h$, maka didapat dimensi kolom $h = 71,9 \text{ cm}$, sehingga dimensi kolom $75 \times 75 \text{ cm}$ dapat memenuhi sebagai desain preliminary kolom.

BAB V

PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR MENURUT SNI 03-1726-2002

5.1 UMUM

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 03-2847-2002, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 03-1726-2002, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

5.2 PERMODELAN STRUKTUR

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur. Struktur permodelan gedung memiliki total 12 lantai dengan tinggi total gedung ± 54 m. Permodelan gedung yang berada di Padang termasuk dalam zona gempa 5, sehingga dalam sistem strukturnya menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

5.3 GEMPA RENCANA

Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah 2%.

Untuk penentuan faktor keutamaan I, gunakan Tabel II.3, yaitu $I = 1$ untuk gedung umum, seperti perumahan, perniagaan, dan perkantoran. Permodelan gedung termasuk ke dalam kategori gedung umum karena berfungsi sebagai perkantoran. Penentuan A_0 , percepatan puncak muka tanah dapat melihat Tabel II.2, dimana Padang termasuk dalam zona gempa 5 (wilayah gempa tinggi dan tanah lunak). Nilai A_0 nya adalah 0,36.

5.4 PERHITUNGAN BERAT EFEKTIF

5.4.1 Data Data Perencanaan Pembebanan

Data-data perencanaan pembebanan gedung yang digunakan adalah sebagai berikut :

Mutu beton (f_c)	: 35 MPa
Mutu baja (f_y)	: 400 MPa
Ketinggian Lantai	: 4,5 m
Dimensi kolom	: 75 x 75
Dimensi balok induk	: 40/60
Zona gempa	: 5
Faktor keutamaan	: 1

5.4.2 Perhitungan Berat Struktur

Sebelum melakukan analisa terhadap berat gempa diperlukan data luas per lantai, tinggi struktur, panjang total balok induk dan balok anak untuk keseluruhan lantai dari perhitungan gedung sebagai berikut ini :

Tabel 5.1. Tabel luas per lantai

luas per lantai	(m ²)
Lantai 1-11	528
Lantai 12/atap	576

Tabel 5.2. Tabel tinggi per lantai

tinggi per lantai	(m)
Lantai dasar	4,5
Lantai 1-11	4,5

Tabel 5.3. Tabel panjang balok induk per lantai

panjang balok induk per lantai	(m)
Lantai 1-11	240
Lantai 12/atap	96

Tabel 5.4. Tabel panjang balok anak per lantai

panjang balok anak per lantai	(m)
Lantai 1-11	102
Lantai 12/atap	0

Tabel 5.5. Jumlah kolom per lantai

jumlah kolom	buah
Lantai 1-11	25
Lantai 12/atap	16

Tabel 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, dan 5.5 menunjukkan jumlah kolom serta panjang kolom, balok induk dan balok anak beserta panjangnya, luas per lantainya.

Dengan data tersebut maka perhitungan berat bangunan yang dihitung per lantai adalah sebagai berikut :

1. Berat lantai 1-11

Tabel 5.6. Berat Lantai 1-11

Lantai 1-11		
Beban mati		
Berat Pelat	528x2400x0,12	152064
Berat Penggantung	528x7	3696
Berat Plafon	528x11	5808
Berat Balok Induk	0,4x0,6x2400x240	138240
Berat Balok Anak	0,35x0,5x2400x102	42840
Berat Balok Lift	0,3x0,4x2400x28	8064
Tegel (keramik)	528x24	12672
Dinding	250x260x4,5	292500
ME	528x30	15840
Berat Spesi (2 cm)	528x2100x0,02	22176
Berat Aspal (1cm)	528x1400x0,01	7392
Berat Kolom	0,75x0,75x2400x4,5x25	151875
Jumlah Beban Mati		853167
Beban hidup		
Beban Hidup Lantai	528x250	132000
Jumlah Beban Hidup		132000
Beban lantai basement		
Beban Mati + Beban Hidup	(berat dalam kg)	985167

2. Berat lantai 12/atap

Tabel 5.7. Berat lantai 12/atap

Lantai 12/atap		
Beban mati		
Berat Pelat	576x2400x0,12	165888
Berat Penggantung	576x7	4032
Berat Plafon	576x11	6336
Berat Balok Induk	0,4x0,6x2400x96	55296
Berat Balok Anak	0,35x0,5x2400x0	0
Berat Balok Lift	0,3x0,4x2400x0	0
Tegel (keramik)	0	0
Dinding (1/2 bata)	0	0
ME	576x30	17280
Berat Spesi (2 cm)	576x2100x0,02	24192
Berat Aspal (1cm)	576x1400x0,01	8064
Berat Kolom	0	0
Jumlah Beban Mati		281088
Beban hidup		
Beban Hidup Lantai	576x120	69120
Jumlah Beban Hidup		69120
Beban lantai 12/atap		
Beban Mati + Beban Hidup	(kg)	350208

Tabel 5.8 Beban total per lantai

Total beban lantai	W (kg)
Lantai 1-11	10836837
Lantai 12/atap	350208
	11187045

Perhitungan beban total keseluruhan lantai yang didapat dari perhitungan manual dicocokkan dengan berat total keseluruhan yang didapat dari analisa SAP. Kontrol ini digunakan untuk mengecek apakah permodelan SAP sudah sesuai dengan keadaan sesungguhnya.

Tabel 5.9 Reaksi Beban Bangunan

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFZ
Text	Text	Text	Kgf
1D + 1L	Combination		11187045

Tabel 5.9 menjelaskan reaksi akibat berat total keseluruhan gedung. Hasil yang didapat antara perhitungan manual dan hasil SAP sama. Jadi permodelan SAP sudah sesuai dengan kondisi sesungguhnya.

Tabel 5.10 Partisipasi Massa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.3452	0.793	9.684E-19	0.793	9.684E-19	0.267	0.267
MODAL	Mode	2	1.3439	1.321E-19	0.794	0.793	0.794	0.268	0.535
MODAL	Mode	3	1.2773	0	0	0.793	0.794	0.261	0.796
MODAL	Mode	4	0.4972	4.454E-17	3.568E-16	0.793	0.794	0.001035	0.797
MODAL	Mode	5	0.4471	0.09	5.766E-16	0.883	0.794	0.03	0.827
MODAL	Mode	6	0.4373	8.191E-16	0.099	0.883	0.893	0.033	0.861
MODAL	Mode	7	0.4160	1.032E-15	4.027E-15	0.883	0.893	0.03	0.89

MODAL	Mode	8	0.346 1	0.013	8.483E- 15	0.897	0.893	0.004551	0.895
MODAL	Mode	9	0.336 6	6.597E -15	2.69E- 14	0.897	0.893	0.000584 4	0.895
MODAL	Mode	10	0.333 2	4.079E -15	0.00021 67	0.897	0.893	0.000073 07	0.895
MODAL	Mode	11	0.273 9	0.0051 43	4.366E- 16	0.902	0.893	0.001734	0.897
MODAL	Mode	12	0.264 3	7.727E -15	0.00552 9	0.902	0.899	0.001864	0.899
MODAL	Mode	13	0.250 1	5.115E -15	0.03	0.902	0.929	0.01	0.909
MODAL	Mode	14	0.246 4	4.762E -15	4.992E- 16	0.902	0.929	0.007799	0.917
MODAL	Mode	15	0.238 6	0.03	2.966E- 14	0.932	0.929	0.01	0.927

Faktor partisipasi massa adalah ketika translasi sumbu x, translasi sumbu y, dan rotasi sumbu z harus memenuhi syarat partisipasi massa ragam efektif minimum 90%. Dari tabel 5.10 didapatkan hasil translasi sumbu x = **93,2%**, translasi sumbu y = **92,9%**, dan rotasi sumbu z = **92,7%**. Jadi kontrol faktor partisipasi massa sudah memenuhi syarat yang ditentukan yaitu minimum sebesar 90%.

5.5 PEMBEBANAN GEMPA DINAMIS

Perhitungan pembebanan gempa menggunakan perhitungan manual dan juga dengan aplikasi *software* SAP 2000 v14. Pertama tama ditentukan terlebih dahulu arah pembebanan gempa, faktor respons gempa, respons spektrum rencana, kontrol waktu getar alami fundamental (T), perhitungan gaya gempa, kontrol gaya geser dasar (*base shear*), simpangan per lantai, serta kontrol kolom untuk gaya geser.

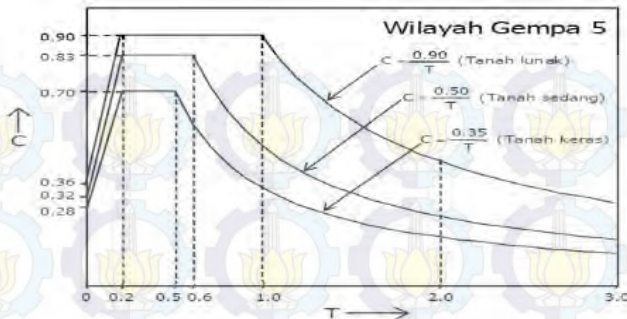
5.5.1 Arah Pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak teruga), baik dalam arah X dan Y secara bolak balik dan periodikal. Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 5.8.2, untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang tidak terduga, pengaruh pembebanan gempa rencana harus dianggap efektif 100% menuju ke arah utama, serta terjadi pula pengaruh pembebanan gempa dengan efektifitas sebesar 30% dengan arah tegak lurus dari arah pembebanan gempa utama.

3. Gempa respons spektrum X
100% efektifitas arah X dan 30% efektifitas arah Y
4. Gempa respons spektrum Y
100% efektifitas arah Y dan 30% efektifitas arah X

5.5.2 Faktor Respons Gempa (C)

Nilai faktor respons gempa (C) dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya sangat bergantung pada jenis tanah dan waktu getar alami struktur gedung. Kurva respons gempa ditampilkan dalam spektrum respons gempa rencana dapat kita lihat pada grafik Gambar 5.1. Respons spektrum gempa rencana untuk masing masing wilayah gempa ditetapkan grafik nilai C-T dalam SNI 03-1726-2002. Dimana pada perencanaan gedung ditetapkan Respons Spektrum gempa Rencana Wilayah Gempa 5 pada tanah lunak.



Gambar 5.1 Grafik nilai C-T zona gempa 5

Pada gambar dapat dilihat bahwa untuk menentukan nilai faktor respons gempa (C_1) pada tanah lunak didapat dengan nilai $\frac{0.9}{T}$, dimana T ialah waktu getar alami struktur gedung yang diperoleh dari hasil analisa struktur setelah menentukan Respon Spektrum Rencana dan mengplot grafik C-T pada analisa Respon Spektrum.

5.5.3 Respons Spektrum Rencana

Menurut *SNI 03-1726-2002 ps 7.2.1* menyatakan bahwa analisa respons spektrum gempa rencana, nilai ordinatnya harus dikalikan dengan I/R . Kemudian karena nilai C dinyatakan dengan percepatan gravitasi, maka nilai C harus dikalikan faktor pengali percepatan gravitasi sebesar $9,81 \text{ m/s}^2$.

5.5.4 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

T dihitung dengan menggunakan rumus empiris Method A dari UBC 1997 Section 1630.2.2 dengan tinggi gedung 54 meter.

1630.2.2 Structure period. The value of T shall be determined from one of the following methods:

1. **Method A:** For all buildings, the value T may be approximated from the following formula:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (30-8)$$

WHERE:

$C_t = 0.035$ (0.0853) for steel moment-resisting frames.

$C_t = 0.030$ (0.0731) for reinforced concrete moment-resisting frames and eccentrically braced frames.

$C_t = 0.020$ (0.0488) for all other buildings.

Gambar 5.2 UBC 1997 Section 1630.2.2

Pada arah X

$$\begin{aligned} T_x &= C_c \times (h_n)^{3/4} \\ &= 0,0731 \times (54)^{3/4} \\ &= 1,45 \text{ detik} \end{aligned}$$

Pada arah Y

$$\begin{aligned} T_x &= C_c \times (h_n)^{3/4} \\ &= 0,0731 \times (54)^{3/4} \\ &= 1,45 \text{ detik} \end{aligned}$$

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Dengan nilai ζ dari Tabel 8 SNI 03-1726-2002 dan n adalah jumlah lantai dari gedung yang akan ditinjau, maka kontrol waktu getar alami fundamental (T) menjadi, $T < \zeta n$ Untuk Wilayah gempa 5 maka nilai $\zeta = 0,16$ dan nilai $n = 12$ lantai.

• Arah x

$$T_x = 1,45 < (0,16 \times 12) = 1,92 \text{ detik} \dots\dots\dots \text{OK}$$

• Arah y

$$T_y = 1,45 < (0,16 \times 12) = 1,92 \text{ detik} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Sehingga, berdasarkan waktu getar alami fundamental (T) struktur gedung masih memenuhi batas kontrol waktu getar alami.

5.5.5 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama, sesuai SNI 03-1726-2002 Ps. 7.1.3. Dengan nilai waktu getar alami fundamental (T) perkiraan awal dengan rumus empiris sebagai berikut,

$$T_y = 1,45 \text{ detik}$$

$$T_x = 1,45 \text{ detik}$$

Maka dari grafik C-T zona gempa 5 gambar 5.1 didapat nilai

$$C_y = \frac{0,9}{1,45} = 0,62 \text{ dan } C_x = \frac{0,9}{1,45} = 0,62$$

Sementara itu untuk perhitungan berat struktur diperoleh hasil sebagai berikut

$$W_t = 11187045 \text{ kg} = 111870,45 \text{ kN}$$

Untuk arah x

$$V_{xs} = \frac{C_x I}{R} W_t = \frac{0,62 \cdot 1}{8,5} 111870,45 = 8159,96 \text{ kN}$$

Untuk arah y

$$V_{ys} = \frac{C_y I}{R} W_t = \frac{0,62 \cdot 1}{8,5} 111870,45 = 8159,96 \text{ kN}$$

Setelah dilakukan analisa struktur dengan asumsi yang telah dijelaskan diatas, maka didapatkan output untuk nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut,

$$V_{xd} = 408424,17 \text{ kg} = 4084,24 \text{ kN} \text{ (pakai faktor} = 2,277)$$

$$V_{yd} = 412286,35 \text{ kg} = 4122,86 \text{ kN} \text{ (pakai faktor} = 2,298)$$

Analisa arah gempa

Untuk arah x

$$V_{xd} \geq 0,8V_{xs} \quad \dots(6.3)$$

$$4084,24 \text{ kN} < 6527,97 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{not OK}$$

Untuk arah y

$$V_{yd} \geq 0,8V_{ys} \quad \dots(6.4)$$

$$4122,86 \text{ kN} < 6527,97 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{not OK}$$

Sehingga untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2002 Ps. 7.1.3, maka menurut SNI 03-1726-2002 ps 7.2.3 gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respon dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala.

$$FS = \frac{0,8V_1}{V_t} \geq 1 \quad \dots(6.5)$$

Dimana :

V_1 = Gaya geser dasar nominal sebagai respon dinamik ragam pertama

V_t = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa ragam spektrum respons yang telah dilakukan

Sehingga dengan cara tersebut didapat nilai FS untuk setiap arah pembebanannya. Nilai skala tersebut adalah sebagai berikut :

Untuk arah x

$$FS = \frac{0,8V_{xs}}{V_{xd}} = \frac{6527,97}{4084,24} = 1,59 + 2,277 = 3,867 \quad \dots(6.6)$$

Untuk arah y

$$FS = \frac{0,8V_{ys}}{V_{yd}} = \frac{6527,97}{4122,86} = 1,58 + 2,298 = 3,878 \quad \dots(6.7)$$

Setelah didapat nilai – nilai skala untuk masing – masing arah pembebanan, maka dilakukan analisa struktur ulang dengan mengalikan faktor diatas pada scale faktor untuk Define Respons Spectra. Kemudian dilakukan running program ulang sehingga didapatkan output sebagai berikut :

$$V_{xd} = 693621,55 \text{ kg} = 6936,21 \text{ kN}$$

$$V_{yd} = 695755,65 \text{ kg} = 6957,55 \text{ kN}$$

Analisa arah gempa :

Untuk arah x

$$V_{xd} \geq 0,8V_{xs}$$

$$6936,21 \text{ kN} > 6527,97 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Untuk arah y

$$V_{yd} \geq 0,8V_{ys}$$

$$6957,55 \text{ kN} > 6527,97 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

5.5.6 Kontrol Drift (simpangan antar lantai)

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini :

Batas drift diambil sebesar

$$\begin{aligned}\Delta_s &= 0,015h_n \\ &= 0,015 \times 4500 = 67,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\Delta_s = \frac{0,03}{R} \cdot h = \frac{0,03}{8,5} \cdot 4,5 = 0,01588 \text{ m} = 15,88 \text{ mm}.$$

Dari kedua hasil perhitungan batas drift, diambil nilai kontrol batas drift terkecil ialah sebesar 15,88 mm. Hasil perhitungan drift dengan bantuan software aplikasi sipil akan ditampilkan dalam tabel di bawah ini. Simpangan yang dihitung ditinjau dalam arah sumbu x dan sumbu y.

Tabel 5.11. Simpangan per lantai arah gempa x

Lantai	Tinggi (m)	Akumulasi (m)	X (mm)	Syarat Drift (mm)	Keterangan
12/atap	4,5	54	15,88	15,88	OK
11	4,5	49,5	15,5	15,88	OK
10	4,5	45	15,13	15,88	OK

9	4,5	40,5	14,17	15,88	OK
8	4,5	36	13,02	15,88	OK
7	4,5	31,5	11,67	15,88	OK
6	4,5	27	10,13	15,88	OK
5	4,5	22,5	8,43	15,88	OK
4	4,5	18	6,6	15,88	OK
3	4,5	13,5	4,66	15,88	OK
2	4,5	9	2,71	15,88	OK
1	4,5	4,5	0,95	15,88	OK

Tabel 5.12. Simpangan per lantai arah gempa y

Lantai	Tinggi (m)	Akumulasi (m)	Y (mm)	Syarat Drift (mm)	Keterangan
12/atap	4,5	54	15,42	15,88	OK
11	4,5	49,5	15,06	15,88	OK
10	4,5	45	14,49	15,88	OK
9	4,5	40,5	13,67	15,88	OK
8	4,5	36	12,62	15,88	OK
7	4,5	31,5	11,35	15,88	OK
6	4,5	27	9,88	15,88	OK
5	4,5	22,5	8,24	15,88	OK
4	4,5	18	6,45	15,88	OK
3	4,5	13,5	4,56	15,88	OK

2	4,5	9	2,66	15,88	OK
1	4,5	4,5	0,93	15,88	OK

Dari hasil output *software* SAP 2000 v14, diperoleh hasil simpangan per lantai dan dengan perumusan kontrol di atas maka besar/nilai simpangan yang terjadi baik dari arah x maupun arah y telah memenuhi syarat, sehingga struktur gedung tersebut telah memenuhi kinerja batas layan struktur.

5.5.7 Perhitungan Kuat Geser

Perhitungan kuat geser dilakukan untuk mengecek kebutuhan dinding geser/dinding struktur pada bangunan. Perhitungan yang dilakukan ini sebagai kontrol luas penampang kolom terhadap kuat geser yang bekerja pada komponen struktur, khususnya kolom. Gaya geser terbesar yang bekerja pada struktur beton terdapat pada struktur kolom bawah. Hasil running aplikasi SAP 200 v14, didapat gaya terbesar ialah sebesar 695755,65 kg

Gaya geser yang bekerja pada irisan penampang kolom dimisalkan sebagai tegangan geser (τ). Tegangan geser yang bekerja pada komponen tersebut dibandingkan dengan kemampuan beton memikul beban geser V_c . Perumusan yang digunakan adalah sebagai berikut ini

$$\tau = \frac{3V}{2A}$$

Dimana :

τ = tegangan geser yang terjadi pada kolom

V = gaya geser yang bekerja pada kolom akibat beban

A = luas penampang kolom sesuai dengan hasil preliminary design

Sedangkan kekuatan bahan dalam menerima tegangan geser dibagi menjadi dua, yaitu kuat geser yang disumbangkan oleh beton dan kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser. Kuat geser yang disumbangkan oleh beton pada komponen struktur adalah sebagai berikut (SNI 03-2847-2002 Ps. 13.3.1.2)

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6}$$

Dimana :

V_c = kuat geser yang disumbangkan beton

N_u = beban aksial berfaktor yang diterima struktur

A_g = luas kolom tanpa rongga

f'_c = mutu beton dalam MPa

Perhitungan tegangan geser yang terjadi pada kolom

$$\tau = \frac{3 \times 695755,65}{2 \times 5625} = 185,53 \text{ kg/cm}^2 = 18,5 \text{ MPa}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{5775695,86}{14 \cdot 5625}\right) \cdot \frac{\sqrt{35}}{6}$$

$$= 73,3 \text{ MPa} > \tau \text{ (OK)}$$

Sehingga dalam permodelan struktur gedung tidak memerlukan dinding geser (*shear wall*).

BAB VI

PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR MENURUT SNI 1726:2012

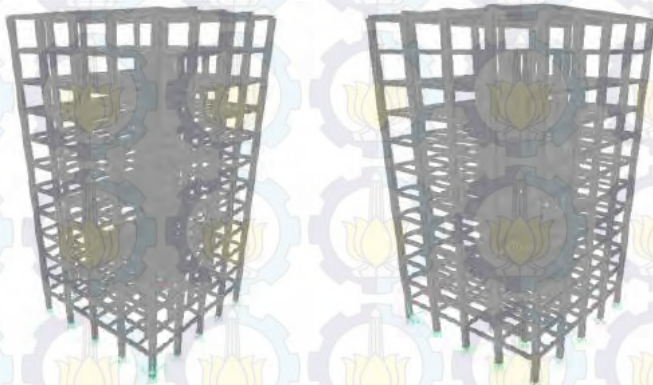
6.1 PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR

6.1.1 UMUM

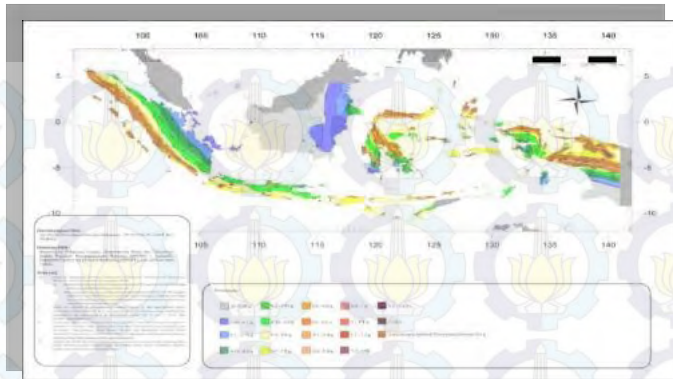
Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013 dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

6.1.2 PERMODELAN STRUKTUR

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur. Struktur gedung memiliki total 12 lantai dengan tinggi total gedung ± 54 m.



Gambar 6.1 Model pada SAP



Gambar 6.3 Peta untuk Menentukan S_1

Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SB. Dari Gambar 6.3 untuk wilayah Padang $S_1 = 0,6$

6.1.4 INPUT SAP 2000

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Samator yang digunakan adalah sebagai berikut :

Mutu beton (f_c)	:	35 MPa
Mutu baja (f_y)	:	400 Mpa
Ketinggian Lantai	:	4,5 m
Dimensi balok induk	:	40/60
Faktor keutamaan	:	1
Beban hidup atap	:	
Hujan	:	20 kg/m ²
Pekerja	:	100 kg/m ²
Beban hidup lantai	:	
Perkantoran	:	250 kg/m ²
Beban Mati	:	
plafon	:	11 kg/m ²
tegel	:	24 kg/m ²

spesi	21	kg/m ²
aspal	14	kg/m ²
penggantung	7	kg/m ²
ducting & plumbing	30	kg/m ²

*berat sendiri elemen dikalkulasi oleh SAP

6.1.5 PEMBEBANAN GEMPA DINAMIS

6.1.5.1 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = T_a \times C_u$$

T_a = periode fundamental pendekatan

$$T_a = C_t \times (h_n)^x$$

Dimana :

h_n : ketinggian struktur = 54 m.

C_t & x : ditentukan dari Tabel 6.1 (tabel 15 SNI 1726:2012)

Tabel 6.1 Nilai Parameter Periode Pendekatan

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa.		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Pada arah X & Y

$$\begin{aligned}
 T_a &= C_t \times (h_n)^x \\
 &= 0,0466 \times (54)^{0,9} \\
 &= 1,69 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Perioda fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari Tabel 6.2 (tabel 14 SNI 1726:2012)

$$T < C_u T_a$$

Tabel 6.2 Koefisien Untuk Batas Atas Perioda Yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Nilai T didapat dari permodelan SAP yang telah diinput gaya gempa dinamik.

Tabel 6.3 Modal Periode dan Frekuensi

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
Output Case	Step Type	Step Num	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1.396462	0.7161	4.4994	20.244
MODAL	Mode	2	1.396291	0.71618	4.4999	20.249
MODAL	Mode	3	1.3243	0.75512	4.7445	22.511
MODAL	Mode	4	0.515801	1.9387	12.181	148.39
MODAL	Mode	5	0.465891	2.1464	13.486	181.88
MODAL	Mode	6	0.455379	2.196	13.798	190.38
MODAL	Mode	7	0.430766	2.3214	14.586	212.75
MODAL	Mode	8	0.359493	2.7817	17.478	305.48
MODAL	Mode	9	0.354528	2.8207	17.723	314.09
MODAL	Mode	10	0.344831	2.9	18.221	332.01
MODAL	Mode	11	0.284373	3.5165	22.095	488.18
MODAL	Mode	12	0.277602	3.6023	22.634	512.29

T terbesar yang didapat dari analisis SAP = 1,396, maka:
 $1,396 < C_u \times T_a$

$$1,396 < 1,4 \times 1,69$$

$$1,396 < 2,366 \text{ OK}$$

6.1.5.2 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

$$SDS = 1$$

$$I_e = 1$$

$$R = 8$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus = 8. (SNI 1726:2012 Tabel 9)

$$C_s = 1/(8/1) = 0,125$$

Dan nilai C_s tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I} \right)}$$

$$C_s = 0,96/(1,396*(8/1)) = 0,086$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e > 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 1 \times 1 > 0,01$$

$$C_s = 0,044 > 0,01$$

Maka nilai C_s diambil 0,086

Perhitungan Gaya Geser Dasar

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

Tabel 6.4 Beban total per lantai

Total beban lantai	W (kg)
Lantai 1-11	10836837
Lantai 12/atap	350208
	11187045

Perhitungan beban total keseluruhan lantai yang didapat dari perhitungan manual dicocokkan dengan berat total keseluruhan yang didapat dari analisa SAP. Kontrol ini digunakan untuk mengecek apakah permodelan SAP sudah sesuai dengan keadaan sesungguhnya.

Tabel 6.5 Reaksi Beban Bangunan

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFZ
Text	Text	Text	Kgf
1D + 1L	Combination		11187045

Tabel 6.5 menjelaskan reaksi akibat berat total keseluruhan gedung. Hasil yang didapat antara perhitungan manual dan hasil SAP sama. Jadi permodelan SAP sudah sesuai dengan kondisi sesungguhnya.

Tabel 6.6 Partisipasi Massa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNumber	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.3452	0.793	9.684E-19	0.793	9.684E-19	0.267	0.267
MODAL	Mode	2	1.3439	1.321E-19	0.794	0.793	0.794	0.268	0.535
MODAL	Mode	3	1.2773	0	0	0.793	0.794	0.261	0.796
MODAL	Mode	4	0.4972	4.454E-17	3.568E-16	0.793	0.794	0.001035	0.797
MODAL	Mode	5	0.4471	0.09	5.766E-16	0.883	0.794	0.03	0.827
MODAL	Mode	6	0.4373	8.191E-16	0.099	0.883	0.893	0.033	0.861

MODAL	Mode	7	0.416	1.032E-15	4.027E-15	0.883	0.893	0.03	0.89
MODAL	Mode	8	0.346	0.013	8.483E-15	0.897	0.893	0.004551	0.895
MODAL	Mode	9	0.336	6.597E-15	2.69E-14	0.897	0.893	0.0005844	0.895
MODAL	Mode	10	0.333	4.079E-15	0.0002167	0.897	0.893	0.00007307	0.895
MODAL	Mode	11	0.273	0.005143	4.366E-16	0.902	0.893	0.001734	0.897
MODAL	Mode	12	0.264	7.727E-15	0.005529	0.902	0.899	0.001864	0.899
MODAL	Mode	13	0.250	5.115E-15	0.03	0.902	0.929	0.01	0.909
MODAL	Mode	14	0.246	4.762E-15	4.992E-16	0.902	0.929	0.007799	0.917
MODAL	Mode	15	0.238	0.03	2.966E-14	0.932	0.929	0.01	0.927

Faktor partisipasi massa adalah ketika translasi sumbu x, translasi sumbu y, dan rotasi sumbu z harus memenuhi syarat partisipasi massa ragam efektif minimum 90%. Dari tabel 6.6 didapatkan hasil translasi sumbu x = 93,2%, translasi sumbu y = 92,9%, dan rotasi sumbu z = 92,7%. Jadi kontrol faktor partisipasi massa sudah memenuhi syarat yang ditentukan yaitu minimum sebesar 90%.

$$V = C_s W$$

di mana:

$$C_s = 0,086$$

$$W = 11187045 \text{ kg}$$

$$V = C_s W$$

$$V = 0,086 \times 11187045 = 962085,87 \text{ kg}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut :

Tabel 6.7 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

Beban	Global FX (kg)	Global FY (kg)
Gempa Arah X	191029,22	0,04057
Gempa Arah Y	0,02661	191041,53

$$V = 962085,87 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 191029,22 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 191041,53 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$191029,22 \text{ kg} < 0,85 \times 962085,87 \text{ kg}$$

$$191029,22 \text{ kg} < 817772,98 \text{ kg} \dots \text{Not OK}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$191041,53 \text{ kg} < 0,85 \times 962085,87 \text{ kg}$$

$$191041,53 \text{ kg} < 817772,98 \text{ kg} \dots \text{Not OK}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0,85V/V_t$

Arah x :

$$\frac{0,85.V}{V_{xt}} = \frac{817772,98}{191029,22} = 4,28$$

Arah y :

$$\frac{0,85.V}{V_{yt}} = \frac{817772,98}{191041,53} = 4,28$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah :

Tabel 6.8 Modal Periode dan Frekuensi

Beban	Global FX (kg)	Global FY (kg)
Gempa Arah X	817796,1	0.17
Gempa Arah Y	0.11	817848,8

$$V = 962085,87 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 817605,07 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 506030 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$817796,1 \text{ kg} > 817772,98 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$817848,8 \text{ kg} > 817772,98 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

6.1.5.3 Kontrol Drift (simpangan antar lantai)

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini :

Untuk kontrol drift pada SNI 1726:2012, dirumuskan sebagai berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I}$$

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (=5,5) (SNI tabel 9)

I = faktor keutamaan gedung (=1)

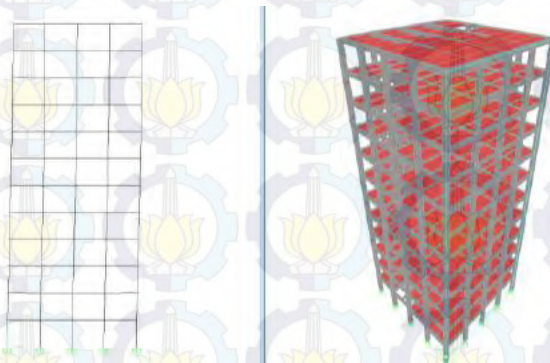
Tabel 6.9 Simpangan Antar Lantai Izin, $\Delta_a^{a,b}$
(SNI 1726:2012 Tabel 16)

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^a	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

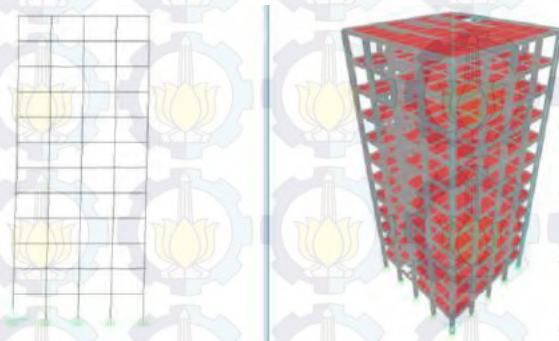
Untuk struktur Sistem rangka pemikul momen, drift dibatasi sebesar:

$$\begin{aligned}\Delta &= 0,020.h_{sx} \\ &= 0,020.4500 \\ &= 90 \text{ mm (untuk semua lantai)}\end{aligned}$$

Kontrol simpangan struktur terhadap kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit dapat dilihat pada Tabel 6.10 dan Tabel 6.11

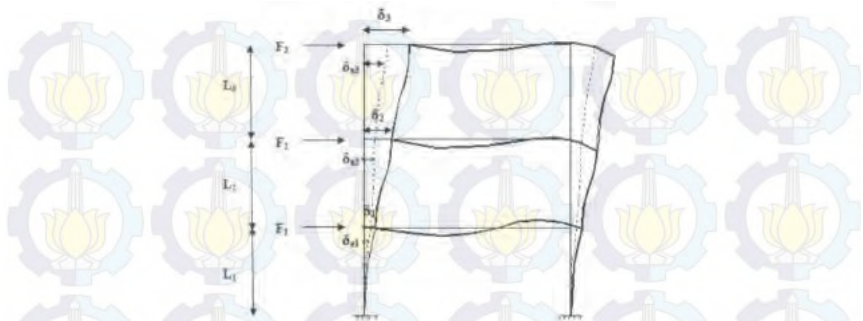


Gambar 6.4 Simpangan Arah X



Gambar 6.5 Simpangan Arah Y
perhitungan simpangan lantai 1: $\Delta_1 = \delta_1$

perhitungan simpangan lantai 2-keatas : $\Delta_2 = (\delta_2 - \delta_1)C_d/I$



Gambar 6.6 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Tabel 6.10 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Sumbu X

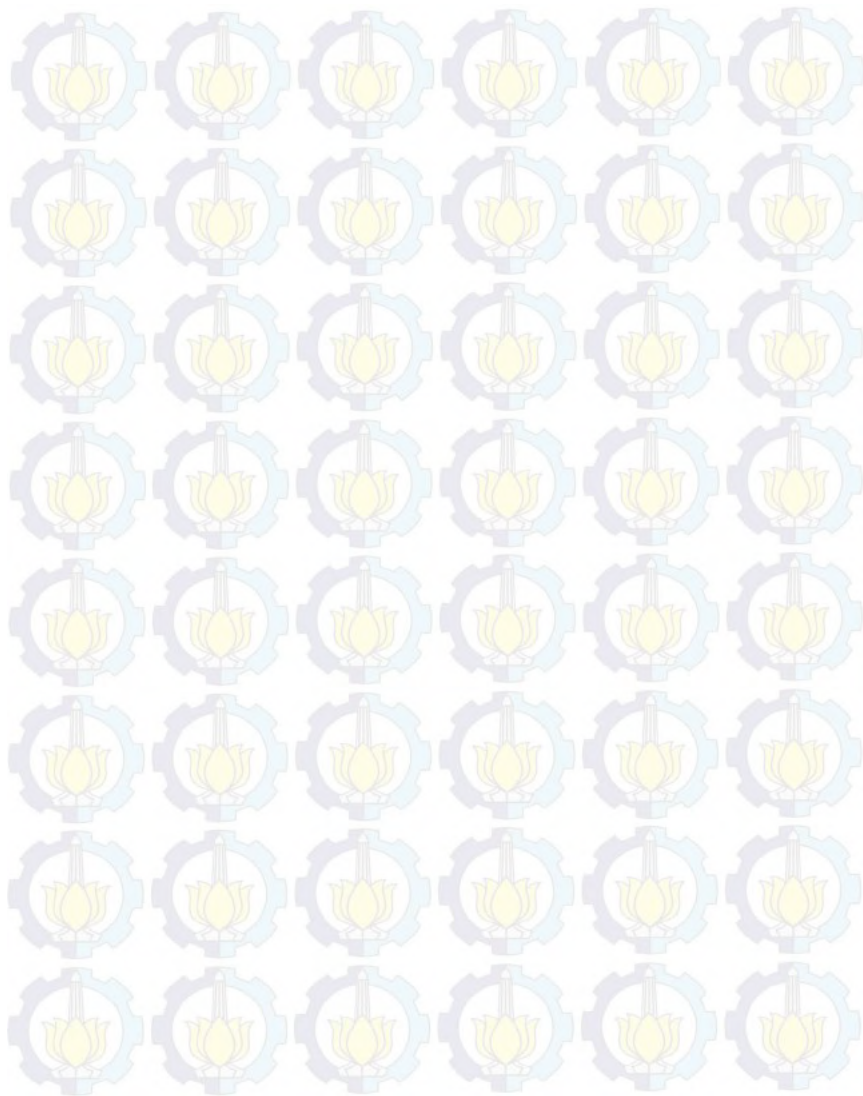
tingkat	hi	δ_{xe}	δ_x	Drift (Δ_s)	Syarat Δ_s	Ket
	m	mm	mm	mm	mm	
12/atap	4,5	19,42	106,81	3,685	90	ok
11	4,5	18,75	103,125	4,895	90	ok
10	4,5	17,86	98,23	6,16	90	ok
9	4,5	16,74	92,07	7,535	90	ok
8	4,5	15,37	84,535	8,745	90	ok
7	4,5	13,78	75,79	10,01	90	ok
6	4,5	11,96	65,78	11,055	90	ok
5	4,5	9,95	54,725	11,935	90	ok
4	4,5	7,78	42,79	12,54	90	ok
3	4,5	5,5	30,25	12,65	90	ok
2	4,5	3,2	17,6	11,44	90	ok
1	4,5	1,12	6,16	6,16	90	ok

Tabel 6.11 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Sumbu Y

tingkat	hi	δ_{ye}	δ_y	Drift (Δs)	Syarat Δs	Ket
	m	mm	mm	mm	mm	
12/atap	4,5	18,15	99,825	2,31	90	ok
11	4,5	17,73	97,515	3,685	90	ok
10	4,5	17,06	93,83	5,28	90	ok
9	4,5	16,1	88,55	6,82	90	ok
8	4,5	14,86	81,73	8,195	90	ok
7	4,5	13,37	73,535	9,57	90	ok
6	4,5	11,63	63,965	10,67	90	ok
5	4,5	9,69	53,295	11,55	90	ok
4	4,5	7,59	41,745	12,21	90	ok
3	4,5	5,37	29,535	12,32	90	ok
2	4,5	3,13	17,215	11,22	90	ok
1	4,5	1,09	5,995	5,995	90	ok

Dari hasil output *software* SAP 2000 v14, diperoleh hasil simpangan per lantai dan dengan perumusan kontrol di atas maka besar/nilai simpangan yang terjadi baik dari arah x maupun arah y telah memenuhi syarat, sehingga struktur gedung tersebut telah memenuhi kinerja batas layan struktur.

“halaman ini sengaja dikosongkan”



BAB VII

STUDI STRUKTUR UTAMA PRATEGANG MENGUNAKAN SNI 03-2847-2002

7.1 UMUM

Penggunaan beton prategang dalam gedung didasarkan pada kebutuhan akan ruangan yang luas dan bebas hambatan kolom di tengahnya. Beton prategang merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Selain itu, beton prategang memiliki keunggulan berupa pemanfaatan penampang optimal dengan kemampuan memikul beban yang sama, penampang beton prategang memiliki dimensi lebih kecil daripada penampang beton bertulang biasa, sehingga akan sangat mempengaruhi berat struktur tersebut. Pengurangan berat struktur berpengaruh pada kekuatan struktur tersebut dalam memikul beban-beban yang terjadi.

Menurut SNI 03-2847-2002, tendon pada beton prategang tidak boleh sama sekali memikul beban gempa, bahkan tidak dianjurkan digunakan pada zona gempa tinggi. Tetapi jika ada gempa maka beban tersebut dipikul oleh tulangan lunak. Sedangkan menurut SNI 2847:2013 pasal. 21.5.2.5, tendon prategang diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Maka konstruksi beton prategang ini didesain menerima gaya gravitasi dan 25% beban gempa. Studi beton prategang ini menggunakan metode pasca tarik (*post tension*) dan pengecorannya monolit dengan kolom. Metode pasca tarik adalah metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon prategang diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya prategang diberikan.

Studi beton prategang pada balok lantai dilakukan di lantai atap, dimana pada lantai tersebut terdapat ruang seminar (Multifunction Hall) yang sangat membutuhkan ruangan yang bebas tanpa hambatan kolom di tengahnya. Jumlah balok prategang yang dilakukan studi adalah 3 buah, dengan panjang

bentang bersihnya adalah 24 meter. Sebelum dilakukan studi balok prategang, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan prategang, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (servisibility), dan penggambaran output.

7.2 DATA DAN PERANCANGAN

Berikut ini adalah data-data perencanaan beton prategang pada ruang seminar :

- Panjang bentang = 24 meter
- Dimensi balok prategang = 65/100 cm
- $f_c = 40$ MPa (beton prategang)
- $f_c = 40$ MPa (pelat lantai)
- d' (jarak serat terluar tarik hingga titik berat tendon) = 10 cm

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :

- $f_{ci} = 0,88 \times 40 = 35,2$ MPa
- $t_f = 12$ cm

Untuk tebal pelat yang digunakan, perencanaan pada lantai atap dengan balok prategang ketebalan pelat menjadi 12 cm

- Jarak antar balok prategang (s) = 6 m

7.3 MENCARI LEBAR EFEKTIF

Dalam mencari lebar efektif (b_w), maka digunakan beberapa perumusan yang terdapat di dalam SNI 03-2847-2002 pasal 10.10, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

- delapan kali tebal pelat
- setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif ialah sebagai berikut :

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{24}{4} = 6 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8tf) = 65 + (8 \times 12) = 161 \text{ cm} = 1,61 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,5(L - b) = 0,5(24 - 0,65) = 11,675 \text{ m}$$

Sehingga nilai b_{eff} yang terkecil ialah 1,61 m. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, atau sepanjang 6 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton prategang hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton prategang sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah selebar 6 m, sesuai dengan jarak antar balok prategang yang sebenarnya.

7.4 PENENTUAN TEGANGAN IJIN BAJA BETON

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- Tegangan ijin akibat gaya pengangkatan tendon $0.94 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0.8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon prategang atau perangkat angkur. (SNI 03-2847-2002 Ps.20.5.1)
- Sesaat setelah penyaluran gaya prategang tegangan ijin tendon memiliki nilai $0.82 f_{py}$ tetapi tidak lebih besar dari $0.74 f_{pu}$. (SNI 03-2847-2002 Ps.20.5.2)
- Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya prategang $0.70 f_{pu}$ (SNI 03-2847-2002 Ps.20.5.3)

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

a. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :

- Tegangan tekan : $0.60 f_{ci}$ (SNI 03-2847-2002 pasal 20.4.1.1)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 35,2 = 21,12 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik terluar : $(1/4) \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 03-2847-2002 pasal 20.4.1.2)

$$\sigma_{tr} = 0,25 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,25 \times \sqrt{35,2} = 1,48 \text{ MPa}$$

- Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0.60 f_{ci}$ (SNI 03-2847-2002 pasal 20.4.1.3)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 35,2 = 21,12 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $(1/2) \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 03-2847-2002 pasal 20.4.1.3)

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$$

b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang.

- Tegangan tekan : $0,45 f_c$ (SNI 03-2847-2002 pasal 20.4.2.1)

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f_c = 0,45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik : $(1/2) \sqrt{f_c}$ (SNI 03-2847-2002 pasal 20.4.2.3)

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_c} = 0,5 \times \sqrt{40} = 3,16 \text{ MPa}$$

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang diisyaratkan, MPa

f_{py} = kuat leleh tendon prategang yang diisyaratkan, MPa

f_{ci} = kuat tekan beton pada saat pemberian prategang awal, MPa

f_c = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

7.5 PERHITUNGAN PEMBEBANAN

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam dua tahapan, yakni

1. Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini terdiri dari :

- Sebelum diberi gaya prategang
- Pada saat diberi gaya prategang
- Pada saat peralihan gaya prategang

2. Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

Beban mati :

- Berat Pelat

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times s \times t_{pelat} \\ &= 2400 \times 6 \times 0,12 \\ &= 1728 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Berat Sendiri Balok

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times b_{balok} \times h_{balok} \\ &= 2400 \times 0,65 \times 1 \\ &= 1560 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup (ruangan untuk seminar PPIUG 1983 hal 17.

Tabel 3.1) :

$$q_l = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$q_l = q_l \times s$$

$$= 100 \times 6$$

$$= 600 \text{ kg/m}$$

7.6 PENENTUAN GAYA PRATEGANG

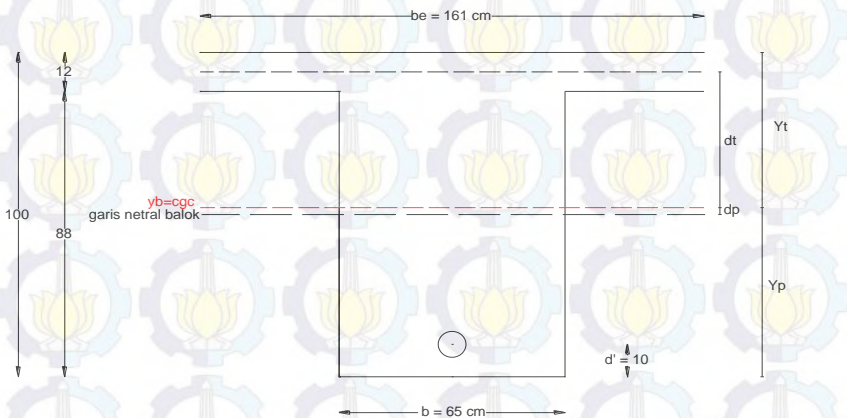
7.6.1 Analisa Penampang Global

Penampang balok prategang menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai. Mutu bahan antara pelat dan balok prategang berbeda, sehingga perlu disamakan terlebih dahulu lebar efektifnya. Perhitungan dapat menggunakan perumusan di bawah (SNI 03-2847-2002 pasal 10.5.1)

$$E_{pelat} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ MPa}$$

$$E_{balok} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_{balok}}{E_{pelat}} = \frac{29725,41}{29725,41} = 1$$



Gambar 7.1 Penampang Balok Prategang SNI 03-2847-2002

Dari Gambar 7.1 dapat dilihat tebal pelat (t_f) adalah 120 mm atau 12 cm dengan jarak garis berat terhadap cg adalah d_t dan jarak garis netral balok terhadap y_p sebesar d_p sedangkan y_t adalah garis netral penampang balok prategang secara

keseluruhan dari serat atas pelat. Untuk mendapatkan besarnya y_t perlu diketahui luas penampang balok dan pelat secara total.

Luas penampang balok prategang didapat sebagai berikut:

$$A_{\text{pelat}} = \frac{b_e \times t_f}{n} = \frac{161 \times 12}{1} = 1932 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{balok}} = b \times (h - t_f) = 65 \times (100 - 12) = 5720 \text{ cm}^2 +$$

$$A_{\text{total}} = 7652 \text{ cm}^2$$

Nilai statis momen garis netral penampang balok sebagai berikut :

$$c = h/2 + t_f = 100/2 + 12 = 62 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{\left(A_{\text{pelat}} \times \frac{t_f}{2}\right) + (A_{\text{balok}} \times c)}{A_{\text{total}}}$$

$$y_t = \frac{(1932 \times \frac{12}{2}) + (5720 \times 62)}{7652} = 47,861 \text{ cm}$$

$$y_b = c_{gc} = 100 - 47,861 = 52,139 \text{ cm}$$

$$d_t = y_t - t_f/2 = 47,861 - 12/2 = 41,861 \text{ cm}$$

$$d_p = y_b - \frac{h - t_f}{2} = 52,139 - \frac{100 - 12}{2} = 8,139 \text{ cm}$$

Setelah didapat data-data di atas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon hendak dipasang yang disebut daerah limit kabel kabel. Tendon dipasang pada daerah yang menyebabkan beton menjadi tertekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok. Dimana :

$$K_t = \frac{W_b}{A_{\text{total}}} \text{ dan } K_b = \frac{W_t}{A_{\text{total}}}$$

$$W_t = \frac{I_{\text{komposit}}}{y_t} \text{ dan } W_b = \frac{I_{\text{komposit}}}{y_b}$$

Keterangan :

K_t = kern atas

I = momen inersia

K_b = kern bawah

Nilai I_{komposit} didapat sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12}bh^3 + (A_{balok} \times dp^2) + \frac{1}{12} \frac{be}{n} tf^3 + (A_{pelat} \times dt^2) \\
 &= \frac{1}{12} \times 65 \times (100-12)^3 + (5720 \times 8,139^2) + \frac{1}{12} \times \frac{161}{1} \times 12^3 + (1932 \times 41,861^2) \\
 &= 7478930 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{y_t} = \frac{7478930 \text{ cm}^4}{47,861 \text{ cm}} = 156263,55 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_{komposit}}{y_b} = \frac{7478930 \text{ cm}^4}{52,139 \text{ cm}} = 143442,15 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = \frac{143442,15 \text{ cm}^3}{7652 \text{ cm}^2} = 18,746 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = \frac{156263,55 \text{ cm}^3}{7652 \text{ cm}^2} = 20,421 \text{ cm}$$

7.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)

Tanda minus (-) adalah tekan, tanda plus (+) adalah tarik

Tegangan pada beton yang diijinkan

- Pada saat transfer

Tarik ijin = 1,48 MPa

Tekan ijin = -21,12 MPa

- Pada saat beban layan

Tarik ijin = 3,16 MPa

Tekan ijin = -18 MPa

Digunakan decking (selimut beton) = 100 mm = 10 cm

Eksentrisitas pada tumpuan (e) = 178,61 mm (di atas cgc)

Eksentrisitas tengah bentang (e) = $y_b - d' = 52,139 - 10$
 $= 42,139 \text{ cm} = 421,39 \text{ mm}$

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = -125467,83 kgm

Momen lapangan = 111268,17 kgm

Momen tumpuan kanan = -125467,83 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$1,48 \geq -\frac{F_o}{765200} + \frac{F_o \times 421,39}{156263550} - \frac{1112681700}{156263550}$$

$$F_o = 6188 \text{ kN}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$-21,12 \leq -\frac{F_o}{765200} - \frac{F_o \times 421,39}{143442150} + \frac{1112681700}{143442150}$$

$$F_o = 6803 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-18 \leq -\frac{F}{765200} + \frac{F \times 421,39}{156263550} - \frac{1620628300}{156263550}$$

F = 5489 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

Fo = 6861 kN

- Serat bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$3,16 \geq -\frac{F}{765200} - \frac{F \times 421,39}{143442150} + \frac{1620628300}{143442150}$$

F = 1917 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

Fo = 2396 kN

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -125467,83 kgm

Momen lapangan = 111268,17 kgm

Momen tumpuan kanan = -125467,83 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$2,97 \geq -\frac{Fo}{765200} - \frac{Fo \times 178,61}{156263550} + \frac{1254678300}{156263550}$$

Fo = 2065 kN

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-21,12 \leq -\frac{F_o}{765200} + \frac{F_o \times 178,61}{143442150} - \frac{1254678300}{143442150}$$

$$F_o = 200611 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$3,16 \geq -\frac{F}{765200} - \frac{F \times 178,61}{156263550} + \frac{1826731700}{156263550}$$

F = 3482 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

$$F_o = 4353 \text{ kN}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-18 \leq -\frac{F}{765200} + \frac{F \times 178,61}{143442150} - \frac{1826731700}{143442150}$$

$F = 85365 \text{ kN}$ (asumsi kehilangan prategang 20%)

$F_o = 106706 \text{ kN}$

Setelah Dilakukan coba-coba dengan memasukkan masing-masing F_o dan F pada semua kondisi, maka F_o yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan adalah **$F_o = 4353 \text{ kN}$**

7.7 PENENTUAN TENDON YANG DIGUNAKAN

Gunakan tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ (strand stress-relieved).

$$f_{p_{\max}} = 0,74 \times 1860 = 1376,4 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan ialah

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p_{\max}}} = \frac{4353000}{1376,4} = 3162,6 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tendon unit : 5-27

Jumlah strand : 25

Minimum breaking load : 4600 kN

Diameter dalam : 10,5 mm

Diameter strand : 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi 12,7^2 \times 25 = 3166,92 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena $A_{pakai} > A_{perlu}$ (OK)

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{4353000}{3166,92} = 1374,52 \text{ MPa}$$

7.8 ANALISA PERMODELAN GEDUNG DAN BETON PRATEGANG DENGAN NON-LINEAR STAGED CONSTRUCTION

Non-linear stage construction adalah permodelan statis, analisis, dan aplikasi desain yang menampilkan urutan dari tahap pelaksanaan konstruksi dengan menggunakan program SAP 2000. Urutan tahap pelaksanaan konstruksi mencakup pembangunan sistem struktural gedung (balok induk, balok anak, kolom, balok prategang). Hal yang dibahas dalam Tugas Akhir ini adalah saat beton prategang dilakukan jacking dan menyebabkan kehilangan gaya prategang (F_o) karena terkekang oleh kekangan kolom.

Tahap permodelan dengan *non-linear stage construction* ini akan dijelaskan sebagai berikut :

1. Melakukan input data-data struktur utama (balok induk, balok anak, kolom, dan balok prategang) sesuai dengan preliminary desain yang telah dilakukan.

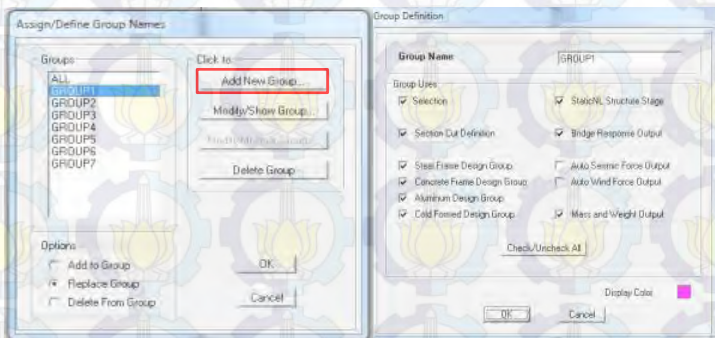


Gambar 7.2 Input data struktur utama

2. Melakukan *grouping* untuk mengelompokkan beberapa elemen menjadi satu kesatuan.

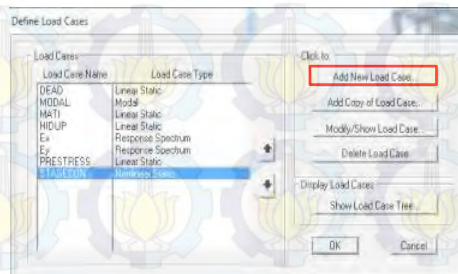
Group 1 adalah mengelompokkan elemen balok induk dan kolom dari lantai 1-11. Beban yang terjadi pada tahap ini adalah berat sendiri dan beban mati tambahan. Sedangkan beban hidup tidak dimasukkan karena belum bekerja pada saat konstruksi. Langkah-langkah pengerjaannya di software SAP adalah sebagai berikut :

- Grouping dengan memilih semua elemen balok dan kolom dari lantai 1-11 kemudian klik Assign → Assign to Group. Kemudian pilih Add new group dan berilah nama Group 1.



Gambar 7.3 Cara membuat group 1

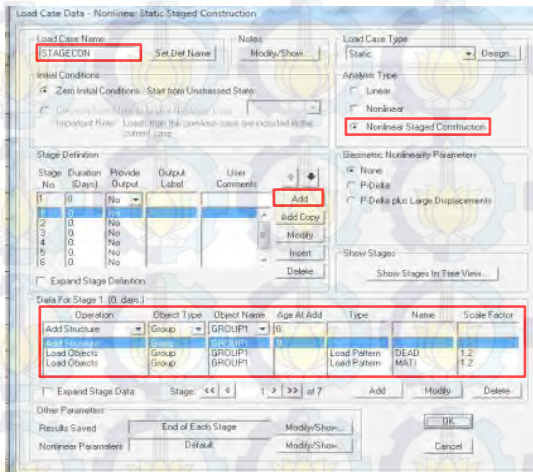
- Klik Define → Load Cases. Pilih Add New Load Case.



Gambar 7.4 Define Load Cases

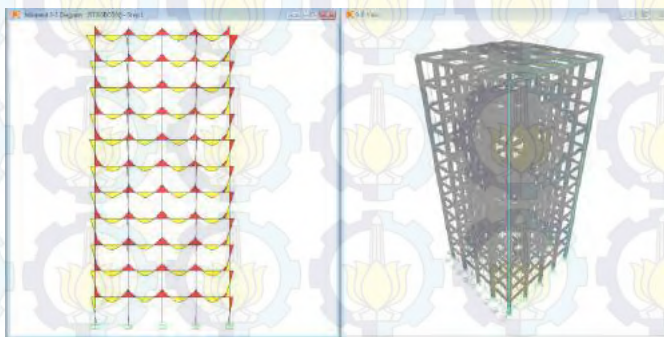
- Berilah nama Load Case Name dengan STACECON. Dan pilih Analysis Type dengan Non-linear Staged Construction. Untuk Staged Definition tambahkan/add sebanyak 7 kali

karena group yang dibuat sebanyak 7 kali juga. Kemudian masukkan Data for Stage dengan memilih menu Operation (pilih Add structure dan Load Objects) serta menu Object Name (pilih Group 1). Di Group 1, beban yang terjadi adalah berat sendiri dan beban mati tambahan.



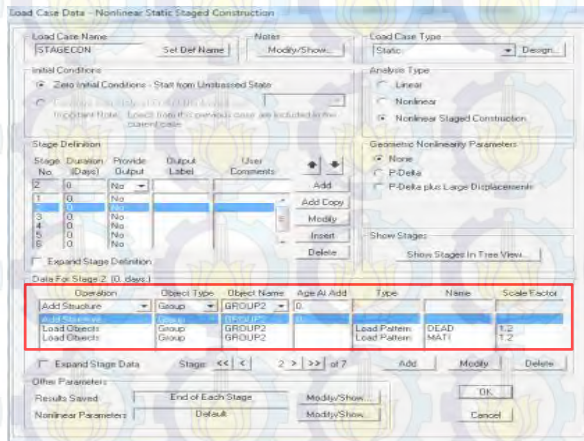
Gambar 7.5 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 1

- Hasil dari tahap ini berupa bidang momen yang terjadi di balok dan kolom dari lantai 1-11.

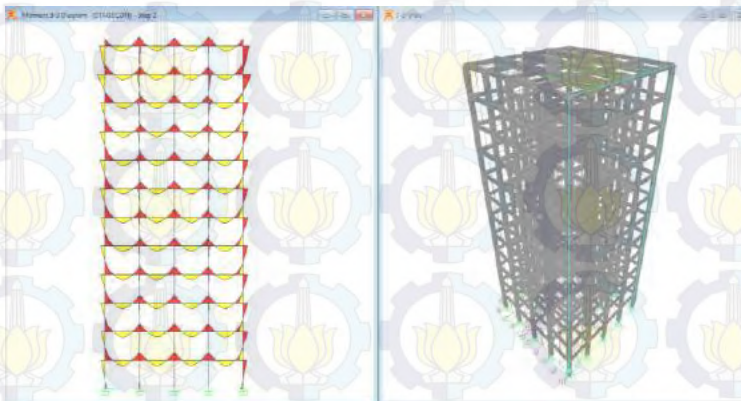


Gambar 7.6 Group 1 yaitu balok dan kolom lantai 1-11

3. Group 2 yaitu elemen balok dan kolom lantai 12 yang berada di pinggir gedung saja. Cara membuat Group 2 sama dengan yang dijelaskan di atas. Kemudian tahap memasukkan beban ke dalam Group 2 sama dengan cara yang telah dijelaskan sebelumnya. Balok induk yang di tengah gedung belum dimasukkan. Hasil dari tahap ini berupa bidang momen yang terjadi di balok dan kolom dari lantai 12.

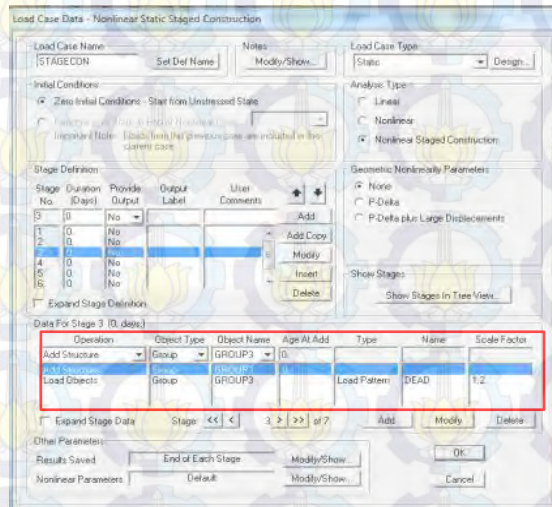


Gambar 7.7 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 2

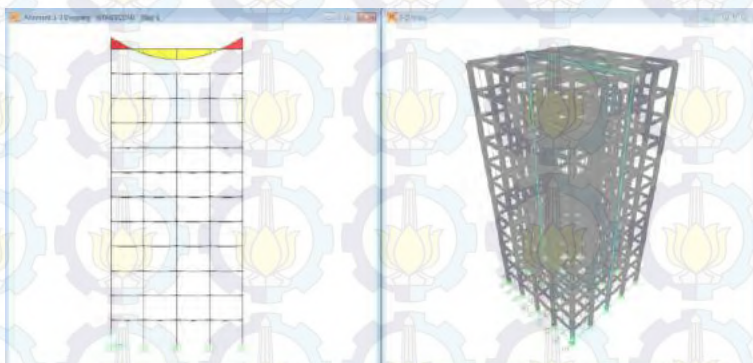


Gambar 7.8 Group 2 yaitu balok dan kolom lantai 12

4. Group 3 yaitu elemen balok prategang. Beban yang bekerja pada tahap ini adalah berat sendiri balok. Balok prategang di sini sudah dilakukan pengecoran.

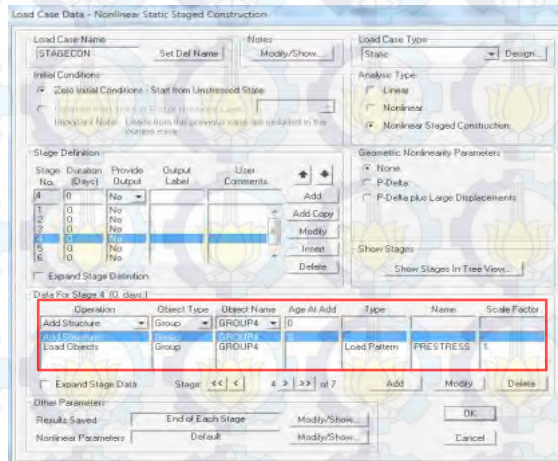


Gambar 7.9 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 3

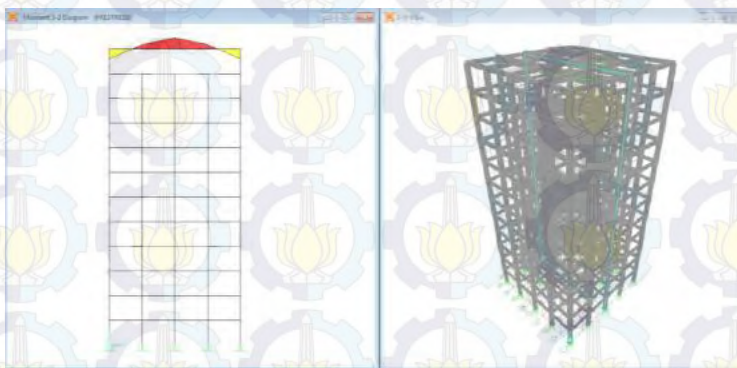


Gambar 7.10 Group 3 yaitu balok prategang (akibat beban sendiri saja)

5. Group 4 yaitu elemen balok prategang. Beban yang bekerja pada tahap ini adalah gaya prategang awal (F_0). Dengan adanya gaya F_0 ini akan menambah distribusi nilai momen kolom yang memikul balok prategang tersebut.



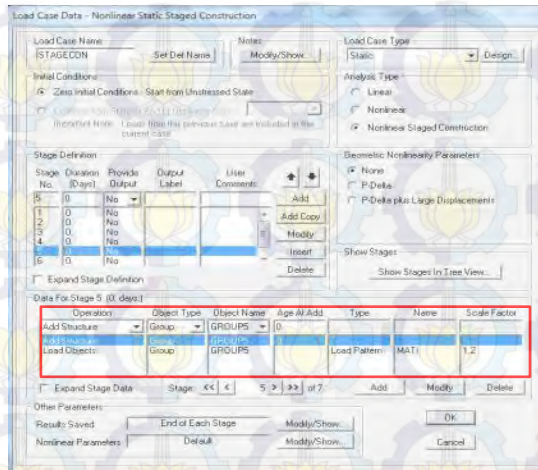
Gambar 7.11 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 4



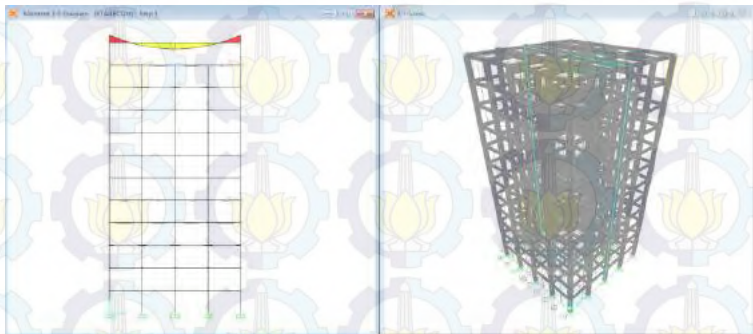
Gambar 7.12 Group 4 yaitu balok prategang (akibat gaya F_0 /jacking)

Momen tambahan di kolom akibat gaya Fo/jacking sebesar **32671,12 kgm**.

6. Group 5 yaitu elemen balok prategang. Beban yang bekerja pada tahap ini adalah beban mati tambahan (dari beban pelat).

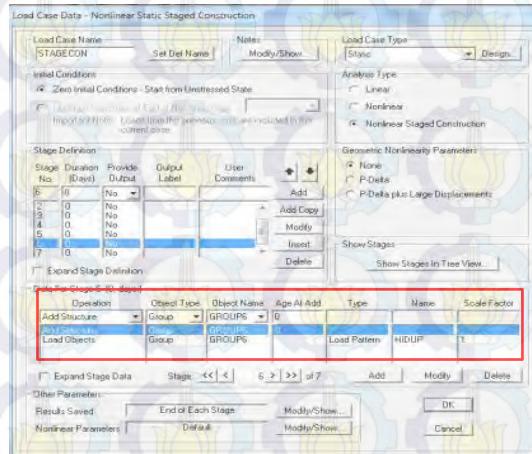


Gambar 7.13 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 5

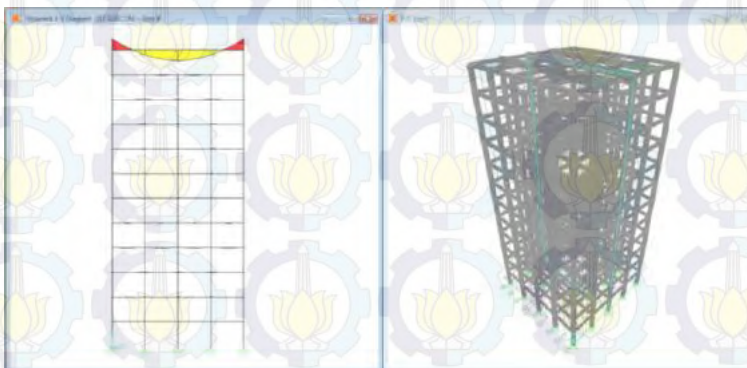


Gambar 7.14 Group 5 yaitu balok prategang (akibat beban mati tambahan)

7. Group 6 yaitu elemen balok prategang. Beban yang bekerja pada tahap ini adalah beban hidup.



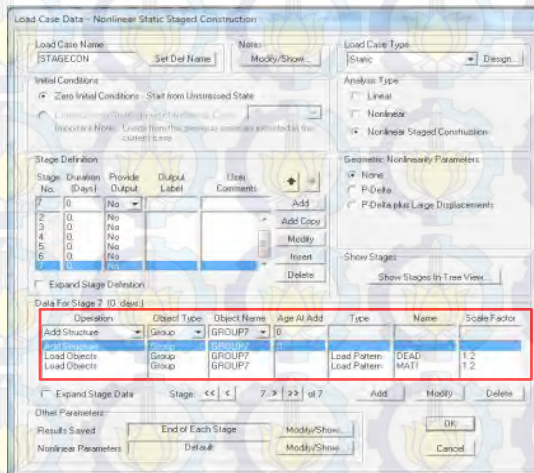
Gambar 7.15 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 6



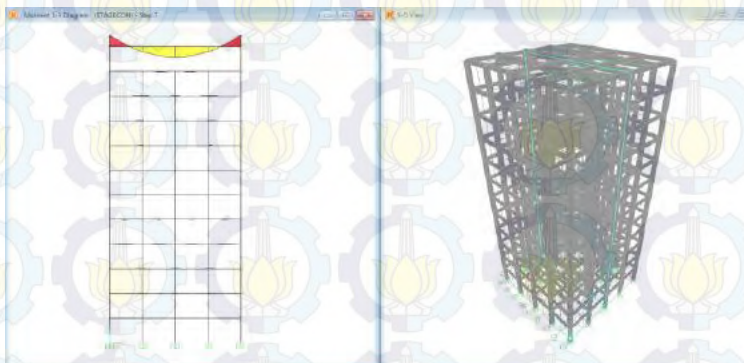
Gambar 7.16 Group 6 yaitu balok prategang (akibat beban hidup)

8. Group 7 yaitu elemen balok prategang. Beban yang bekerja pada tahap ini adalah beban total yang terjadi yaitu beban mati

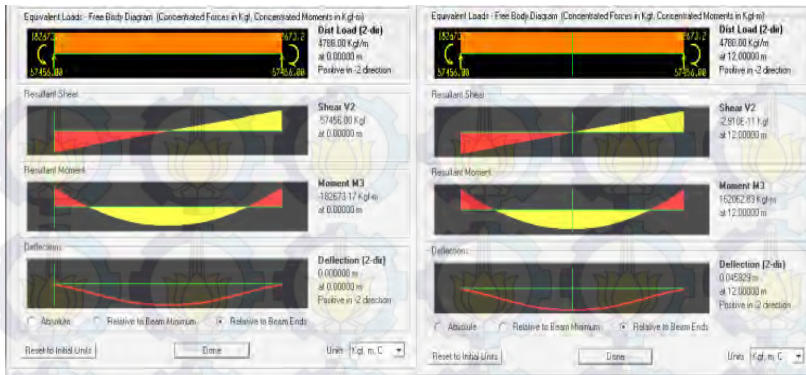
dan beban hidup. Selain itu, balok induk yang berada di tengah gedung juga dimasukkan ke dalam tahap ini.



Gambar 7.17 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 7



Gambar 7.18 Group 7 yaitu balok prategang (akibat beban mati dan beban hidup)



Gambar 7.19 Momen total akibat beban mati dan beban hidup

Besar momen total di balok prategang akibat beban mati dan beban hidup sebesar :

Momen tumpuan kiri = **-182673,17 kgm**

Momen lapangan = **162062,83 kgm**

Momen tumpuan kanan = **-182673,17 kgm**

7.9 PERHITUNGAN KEHILANGAN GAYA PRATEGANG

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

a. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

1. Kehilangan akibat pengangkuran (SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.1.1)

Kehilangan akibat pengangkuran/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke angkur.

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran

Cek apakah kehilangan prategang akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$g = 2,5 \text{ mm}$

$f_{pakai} = 1374,52 \text{ MPa}$

$\mu = 0,25$ (*wire strand tendon*)

$K = 0,0066$ (*wire strand tendon*)

$f = 421,39 + 178,61 = 600 \text{ mm}$

$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8f/L) = 0,2$

$L = 24 \text{ m}$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 234,73 \text{ mm} = 0,234 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tengah bentang $x < \frac{1}{2} L$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

2. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.1.2)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

3. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.2.1)

Perhitungan kehilangan prategang diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja prategang saat proses pemberian gaya prategang. Kehilangan prategang akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_o \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 4353 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$\mu = 0,25$ (*wire strand tendon*)

$K = 0,0066$ (*wire strand tendon*)

$\alpha =$ sudut kelengkungan tendon ($8f/L$) = 0,2

$L = 24$ m

Nilai $F_{pf} = 3534,12$ kN

$$\Delta F_{pf} = 4353 - 3534,12 = 818,88 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{818880}{3166,92} = 258,57 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{258,57}{1374,52} = 9,41 \%$$

4. Kehilangan akibat kekangan kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya

perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpindahan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya prategang yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya prategang akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :



Gambar 7.20 Kehilangan Prategang akibat Kekangan Kolom

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan SAP, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut

$$M_B = 32671,12 \text{ kgm}$$

$$M_A = -32671,12 \text{ kgm}$$

$$\Delta P = \frac{(32671,12 + 32671,12)}{4,5} \times 10 = 145204,98 \text{ N}$$

$$\Delta f_p = \frac{145204,98}{3166,92} = 45,85 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat kekangan kolom ialah :

$$\Delta f_p = \frac{45,85}{1374,52} = 3,34 \%$$

- b. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

2. Kehilangan akibat rangkai (SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.1.3)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkai:

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

Dimana :

$$K_{cr} = 2 \text{ untuk metode pra-tarik}$$

$$= 1 \text{ untuk metode pasca-tarik}$$

$$f_{c_{ds}} = \text{tegangan beton di daerah c.g.s. akibat beban tetap (Dead Load)}$$

$$f_{c_{ir}} = \text{tegangan beton di daerah c.g.s. akibat gaya awal prategang}$$

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{4353000}{765200} + \frac{4353000 \times 421,39}{143442150} \right) \times \frac{421,39}{440} = 17,7 \text{ MPa}$$

$$f_{cds} = \left(\frac{1112681700}{143442150} \right) \times \frac{421,39}{440} = 7,43 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{ci} - f_{cds}] = 69,1 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkai ialah :

$$\Delta f_{cr} = \frac{69,1}{1374,52} = 5,03 \%$$

3. Kehilangan akibat susut (SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.1.4)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut :

$$SH = (8,2/10^n) K_{sh} \cdot E_s [1 - 0,0236(v/s)] \cdot [100 - RH]$$

RH = 80% (untuk kota Surabaya)

$$K_{sh} = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

v/s = luas penampang beton/ keliling penampang beton

$$= \frac{765200}{5220} = 14,66 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c = 6,728$$

$$SH = 3,09 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{3,09}{1374,52} = 0,22 \%$$

4. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 03-2847-2002 pasal 20.6.1.5)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] \cdot C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$K_{re} = 138 \text{ MPa (strand stress relieved)}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1374,52}{1860} = 0,74, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ ialah sebagai berikut}$$

$$C = 1,36$$

$$RE = [138 - 0,15(3,09 + 69,1 + 0)] \times 1,36 = 172,95 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{172,95}{1374,52} = 3,1 \%$$

Total kehilangan prategang ialah

$$9,41 + 3,34 + 5,03 + 0,22 + 3,1 = 21,1 \%$$

Sehingga besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebesar berikut :

$$F = \frac{100 - 21,1}{100} \times 4353 = 3435 \text{ kN}$$

Kontrol gaya prategang setelah kehilangan prategang dari hasil perhitungan di atas :

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-18 \leq -\frac{3435000}{765200} + \frac{3435000 \times 421,39}{156263550} - \frac{1620628300}{156263550}$$

$$-18 \leq -5,6 \text{ (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$3,16 \geq -\frac{3435000}{765200} - \frac{3435000 \times 421,39}{143442150} + \frac{1620628300}{143442150}$$

$$3,16 \geq -3,28 \text{ (OK)}$$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$3,16 \geq -\frac{3435000}{765200} - \frac{3435000 \times 178,61}{156263550} + \frac{1826731700}{156263550}$$

$$3,16 \geq 3,16 \text{ (OK)}$$

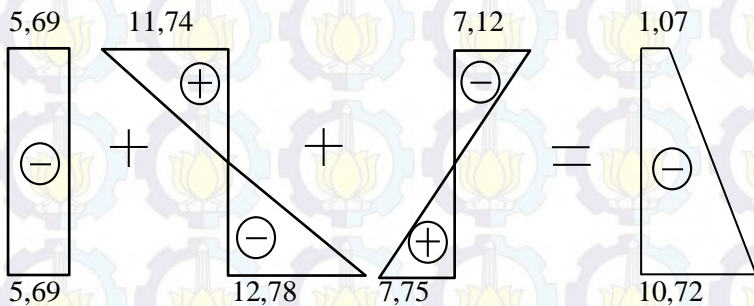
- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

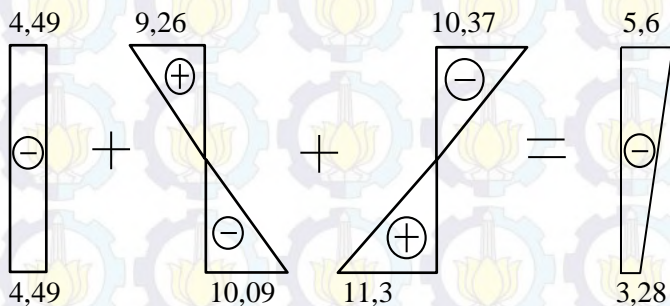
$$-18 \leq -\frac{3435000}{765200} + \frac{3435000 \times 178,61}{143442150} - \frac{1826731700}{143442150}$$

$$-18 \leq -12,95 \text{ (OK)}$$

Tegangan yang terjadi (dalam satuan MPa) tersebut dapat digambarkan sebagai berikut :



Gambar 7.21 Diagram Tegangan Tengah Bentang Sebelum Kehilangan Prategang / Saat Transfer



Gambar 7.22 Diagram Tegangan Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang

Kontrol lentur yang dilakukan terhadap beton prategang sudah memenuhi syarat, baik saat sebelum atau sesudah kehilangan prategang.

7.10 KONTROL LENDUTAN

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

7.10.1 Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre)

$$P_o = \frac{8xFoxf}{L^2} = \frac{8x4353000x600}{24000^2} = 36,28 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} x \frac{P_o \cdot L^4}{E_c x I} = \frac{5}{384} x \frac{36,28 x 24000^4}{29725,41 x 74789300000}$$

$$= -70,5 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat momen yang bekerja pada portal

Dalam perhitungan lendutan pada portal akibat berat sendiri balok prategang, pelat, dan beban hidup, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal, bukan lendutan balok di atas dua tumpuan. Perumusan yang digunakan dalam perhitungan lendutan balok prategang dalam portal ialah sebagai berikut

$$\Delta l_{ql} = \frac{5}{48} x \frac{L^2}{E_c x I} (Mu_{lap} - 0,1(Mu_{tum1} + Mu_{tum2}))$$

Hasil perhitungan momen lapangan dan tumpuan yang diperoleh dari software SAP ialah sebagai berikut :

M_u lapangan : 111268,17 kgm = 1112681700 Nmm

M_u tumpuan 1 : -125467,83 kgm = -1254678300 Nmm

M_u tumpuan 2 : -125467,83 kgm = -1254678300 Nmm

Nilai lendutan yang diperoleh akibat kombinasi beban ialah sebagai berikut

$$\begin{aligned}\Delta l_{ql} &= \frac{5}{48} \times \frac{24000^2}{29725,41 \times 74789300000} \times (1112681700 \\ &\quad - 0,1(1254678300 + 1254678300)) \\ &= 23,26 \text{ mm } (\downarrow)\end{aligned}$$

3. Lendutan akibat berat sendiri

$q_o = 15,6 \text{ N/mm}$

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \cdot L^4}{E_c \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{15,6 \times 24000^4}{29725,41 \times 74789300000}$$

$$= 30,31 \text{ mm } (\downarrow)$$

Jumlah total lendutan = 23,26 + 30,31 = 53,57 mm

$$= -16,93 \text{ mm } (\uparrow)$$

Lendutan ijin :

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{24000}{480} = 50 \text{ mm (SNI 03-2847-2002 tabel 9)}$$

$$f < f_{ijin}$$

$$-16,93 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \dots\dots(\text{OK})$$

7.10.2 Lendutan saat beban bekerja

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre)

$$P_o = \frac{8x F x f}{L^2} = \frac{8x 3435000 x 600}{24000^2} = 28,63 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} x \frac{P_o \cdot L^4}{E_c x I} = \frac{5}{384} x \frac{28,63 x 24000^4}{29725,41 x 74789300000} \\ = -55,63 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat momen yang bekerja pada portal

Dalam perhitungan lendutan pada portal akibat berat sendiri balok prategang, pelat, dan beban hidup, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal, bukan lendutan balok di atas dua tumpuan. Perumusan yang digunakan dalam perhitungan lendutan balok prategang dalam portal ialah sebagai berikut

$$\Delta l_{ql} = \frac{5}{48} x \frac{L^2}{E_c x I} (Mu_{lap} - 0,1(Mu_{tum1} + Mu_{tum2}))$$

Hasil perhitungan momen lapangan dan tumpuan yang diperoleh dari software SAP ialah sebagai berikut :

M_u lapangan : 162062,83 kgm = 1620628300 Nmm

M_u tumpuan 1 : -182673,17 kgm = -1826731700 Nmm

M_u tumpuan 2 : -182673,17 kgm = -1826731700 Nmm

Nilai lendutan yang diperoleh akibat kombinasi beban ialah sebagai berikut

$$\begin{aligned}\Delta l_{ql} &= \frac{5}{48} \times \frac{24000^2}{29725,41 \times 74789300000} \times (1620628300 \\ &\quad - 0,1(1826731700 + 1826731700)) \\ &= 33,8 \text{ mm (▼)}\end{aligned}$$

3. Lendutan akibat berat sendiri

$q_o = 15,6 \text{ N/mm}$

$$\begin{aligned}\Delta l_{qo} &= \frac{5}{384} \times \frac{q_o \cdot L^4}{E_c \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{15,6 \times 24000^4}{29725,41 \times 74789300000} \\ &= 30,31 \text{ mm (▼)}\end{aligned}$$

Jumlah total lendutan = $33,88 + 30,31 = 64,19 \text{ mm}$

= $8,56 \text{ mm (▼)}$

Lendutan ijin :

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{24000}{480} = 50 \text{ mm (SNI 03-2847-2002 tabel 9)}$$

$$f < f_{ijin}$$

$$8,56 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \dots\dots(\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol lendutan maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

7.11 KONTROL MOMEN NOMINAL

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis

penampang balok manakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini diatur dalam SNI 03-2847-2002 pasal 20.7

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 3166,92 \text{ mm}^2$$

$$d = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$b = 650 \text{ mm}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d} = \frac{3166,92}{650 \cdot 900} = 0,00541$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 30)}{7} \times 0,05 = 0,779$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,779} \times 0,17 \right\} = 1636,75 \text{ Mpa}$$

$$T = 3166,92 \times 1636,75 = 5183456,31 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = \frac{5183456,31}{0,85 \cdot 40 \cdot 650} = 234,55 \text{ mm}$$

$$M_n = 5183456,31 (900 - 234,55/2) = 4057220840 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 405722,08 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 405722,08 \geq 214793,27 \text{ kgm}$$

$$365149,87 \text{ kgm} \geq 214793,27 \text{ kgm} \dots (\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

7.12 KONTROL MOMEN RETAK

Perhitungan kuat ultimate dari beton prategang harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2002 pasal 20.8.3 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,7 \sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.9$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik) :

$$F = 3435 \text{ kN}$$

$$K_t = 187,46 \text{ mm}$$

$$e = 421,39 \text{ mm}$$

$$f_r = 0,7 \sqrt{f'_c} = 0,7 \sqrt{40} = 4,43 \text{ MPa}$$

$$M_1 = F(e + K_t)$$

$$= 3435000(421,39 + 187,46) = 2091399750 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = f_r \times W_b$$

$$= 4,43 \times 143442150$$

$$= 635448724,5 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = 2726848475 \text{ Nmm} = 272684,84 \text{ kgm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini

$$\phi M_n \geq 1,2 M_{cr}$$

$$365149,87 \geq 1,2 \times 272684,84$$

$$365149,87 \text{ kgm} \geq 327221,81 \text{ kgm} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen retak maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

7.13 DAERAH LIMIT KABEL

Tegangan tarik pada serat beton yang terjauh dari garis netral akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan oleh peraturan yang ada, seperti pada SNI 03 – 2847 – 2002.

Oleh karena itu perlu ditentukan daerah batas pada penampang beton, dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada serat beton.

Mencari jari-jari inersia :

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{74789300000}{765200}} = 312,63 \text{ mm}$$

Batas paling bawah letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton ialah :

$$k_b = \frac{Wt}{A} = \frac{156263550}{765200} = 204,21 \text{ mm}$$

Batas paling atas letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton ialah :

$$k_t = \frac{Wb}{A} = \frac{143442150}{765200} = 187,46 \text{ mm}$$

Mencari nilai daerah limit kabel

$$a_1 = \frac{M_t}{F} = \frac{162062,83}{343500} = 0,471 \text{ m} = 471 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{M_G}{F_o} = \frac{111268,17}{435300} = 0,255 \text{ m} = 255 \text{ mm}$$

7.14 PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN LUNAK

Tabel 7.1 Hasil Output Momen akibat Berbagai Kombinasi

Kombinasi	Lokasi	Momen (kgm)
1,4D	Tumpuan kiri	-175654,96
	Lapangan	155775,44
	Tumpuan kanan	-175654,96
1,2D+1,6L	Tumpuan kiri	-242089,93
	Lapangan	214793,27
	Tumpuan kanan	-242089,93
1,2D+1L±1Ex±0,3Ey	Tumpuan kiri	-216803,89
	Lapangan	184316,47
	Tumpuan kanan	-216803,89
1,2D+1L±0,3Ex±1Ey	Tumpuan kiri	-237890,36
	Lapangan	184316,47
	Tumpuan kanan	-237890,36
0,9D±1Ex±0,3Ey	Tumpuan kiri	-121958,2
	Lapangan	100141,35
	Tumpuan kanan	-121958,2
0,9D±0,3Ex±1Ey	Tumpuan kiri	-143044,67
	Lapangan	100141,35
	Tumpuan kanan	-143044,67

Perencanaan kebutuhan tulangan lunak didasarkan pada gaya gempa yang terjadi. Besarnya gaya gempa yang terjadi diperoleh dari analisa *software* SAP 2000 v14 akibat 1.2D+1L±0.3Ex±1Ey

Momen tumpuan kiri (1.2D+1L±0.3Ex±1Ey) = -237890,36 kgm

Momen tumpuan kiri (1.2D+1L) = $\frac{-207766,73 \text{ kgm} - (-30123,63 \text{ kgm})}{-}$

Momen negatif maksimum (Mu) : **-30123,63 kgm**

Momen positif maksimum (Mu) : **30123,63 kgm**

Mn (100% dari Mu) = Mu / 0,8 = **37654,54 kgm**

7.14.1 Data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Dimensi balok : 65/100 cm
- Panjang balok : 2400 cm
- Diameter tulangan longitudinal : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang : 12 mm
- Selimut beton : 50 mm
- $d = 1000 - 12 - 50 - (0.5 \times 25) = 925,5 \text{ mm}$

Perhitungan rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0,00395$$

Jadi dipakai $\rho_{\min} = 0,00395$

Karena mutu beton berada di atas 30 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 03-2847-2002 ps 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 30}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0,779$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,779 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,03973$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,03973 = 0,0298$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

7.14.2 Penulangan Lentur Lunak Untuk Gempa Negatif

Momen negatif maksimum : **-30123,63 kgm = -301236300 Nmm**

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{376545400}{650 \times 925,5^2} = 0,676 \text{ N/mm}$$

$$\rho = \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,676 \times 11,765}{400}} \right) = 0,00171$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} \text{ pakai } \rho_{\min}$$

$$\rho_{pakai} = 0,00395$$

$$\begin{aligned} AS_{pakai} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00395 \times 650 \times 925,5 \\ &= 2376,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan **5 D 25 (2454,3 mm²)**

7.14.3 Penulangan Lentur Lunak Untuk Gempa Positif

Momen negatif maksimum : **30123,63 kgm = 301236300 Nmm**

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{376545400}{650 \times 925,5^2} = 0,676 \text{ N/mm}$$

$$\rho = \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,676 \times 11,765}{400}} \right) = 0,00171$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu pakai}} \quad \rho_{\min i}$$

$$\rho_{pakai} = 0,00395$$

$$\begin{aligned} AS_{pakai} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00395 \times 650 \times 925,5 \\ &= 2376,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan **5 D 25 (2454,3 mm²)**

7.15 KONTROL MOMEN NOMINAL PADA PENAMPANG SECARA KESELURUHAN

Kontrol momen nominal yang dilakukan dimaksudkan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja prategang yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja memenuhi kontrol momen.

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa.. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C' = T$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tendon prategang

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 3166,92 \text{ mm}^2$$

$$d = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$b = 650 \text{ mm}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d} = \frac{3166,92}{650 \cdot 900} = 0,00541$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 30)}{7} \times 0,05 = 0,779$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,779} \times 0,17 \right\} = 1636,75 \text{ Mpa}$$

$$T = 3166,92 \times 1636,75 = 5183456,31 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = \frac{5183456,31}{0,85 \cdot 40 \cdot 650} = 234,55 \text{ mm}$$

$$M_n = 5183456,31 (900 - 234,55/2) = 4057220840 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 405722,08 \text{ kgm}$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tulangan tumpuan atas

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 2454,3 \cdot 400 \cdot (900 - 337,75/2) = 717760035 \text{ Nmm}$$

- M_n = kuat lentur nominal (Nmm)
- A_s = luas tulangan tarik (mm^2)
- f_y = tegangan leleh baja (MPa)
- f_c' = kuat tekan beton disyaratkan (MPa)
- a = tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$M_n \text{ total} = 4774980875 \text{ Nmm} = 477498,08 \text{ kgm}$$

$\phi M_n \geq M_u$, dimana nilai $\phi = 0,9$. Nilai M_u yang diambil ialah kombinasi antara beban hidup dan mati, ditambah dengan analisa beban gempa maksimum yang terjadi.

$$0,9 \times 477498,08 \geq 214793,27 \text{ kgm}$$

$$429748,27 \text{ kgm} \geq 214793,27 \text{ kgm} \dots (\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, maka hasil perhitungan beton prategang secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

7.16 PENGANGKURAN UJUNG

Balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang

angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 03-2847-2002 pasal 20.13.2.2. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, belah dan pecah yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 20.13.1.2.

Jenis ankur yang digunakan

1. Angkur mati : adalah ankur yang tidak bisa dilakukan lagi penarikan setelah penegangan tendon dilakukan. Angkur mati sering digunakan dalam prategang dengan sistem pra tarik.
2. Angkur hidup : adalah ankur yang bisa dilakukan lagi penarikan setelah penegangan tendon prategang. Pengankuran ini sering dijumpai dalam prategang dengan sistem pasca tarik.

Dalam studi ini jenis ankur pada balok prategang yang digunakan adalah ankur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya prategang dengan sistem pasca tarik.

Penulangan pengekanan di seluruh pengankuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat ankur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengankuran global sesuai dengan SNI 03-2847-2002 Ps.20.13.3.2 mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya prategang awal yang diberikan ialah sebagai berikut :

$$F_o = 4353000 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \cdot 4353000 = 5223600 \text{ N}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

a = 315 mm (angkur dengan strand 5-27, VSL table)

e = 178,61 mm (eksentrisitas pada tumpuan)

h = 1000 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0,25 \cdot 5223600 \left(1 - \frac{315}{1000} \right) = 894541,5 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(1000 - 2 \times 178,61) = 321,39 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{894541,5}{400} = 2236,35 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan $4\phi 12$ ($A_v = 452,39 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{2236,35}{452,39} = 4,9 \approx 5 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{321,39}{5} = 64,2 \text{ mm, diambil } 60 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang $4\phi 12$, dengan nilai $s = 60 \text{ mm}$

7.17 PERHITUNGAN PARTIAL PRESTRESSING RATIO (PPR)

$$PPR = \frac{A_p \times f_{ps}}{A_p \times f_{ps} + A_s \times f_s}$$

$$PPR = \frac{3166,92 \times 1636,75}{3166,92 \times 1636,75 + 2454,3 \times 400} = 84\%$$

atau

$$PPR = \frac{\text{momen batas (prategang)}}{\text{momen batas total (prategang dan tulangan)}}$$

$$PPR = \frac{405722,08}{405722,08 + 71776} = 84\%$$

Presentase nilai $PPR = 84\% > 60\%$ (syarat minimum nilai PPR).

BAB VIII - A

STUDI STRUKTUR UTAMA PRATEGANG MENGUNAKAN SNI 2847:2013 (KELAS U)

8.1 UMUM

Penggunaan prategang ini juga didasari oleh efisiensi yang mampu diberikan balok prategang dibandingkan beton bertulang biasa. Prategang yang menggantikan balok beton bertulang biasa mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi. Pada akhirnya juga dapat memperkecil struktur rangkanya.

Menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, tendon prategang diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Maka konstruksi beton prategang ini didesain menerima gaya gravitasi dan 25% beban gempa. Studi beton prategang ini menggunakan metode pasca tarik (*post tension*) dan pengecorannya monolit dengan kolom. Metode pasca tarik adalah metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon prategang diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya prategang diberikan.

Studi beton prategang pada balok lantai dilakukan di lantai atap, dimana pada lantai tersebut terdapat ruang seminar (Multifunction Hall) yang sangat membutuhkan ruangan yang bebas tanpa hambatan kolom di tengahnya. Jumlah balok prategang yang dilakukan studi adalah 3 buah, dengan panjang bentang bersihnya adalah 24 meter. Sebelum dilakukan studi balok prategang, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan prategang, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (*servisibility*), dan penggambaran output.

8.2 DATA DAN PERANCANGAN

Berikut ini adalah data data perencanaan beton prategang pada ruang seminar :

- Panjang bentang = 24 meter
- Dimensi balok prategang = 65/100 cm
- $f_c = 40$ MPa (beton prategang)
- $f_c = 40$ MPa (pelat lantai)
- d' (jarak serat terluar tarik hingga titik berat tendon) = 10 cm

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :

- $f_{ci} = 0,88 \times 40 = 35,2$ MPa
- $t_f = 12$ cm

Untuk tebal pelat yang digunakan, perencanaan pada lantai atap dengan balok prategang ketebalannya menjadi 12 cm

- Jarak antar balok prategang (s) = 6 m

8.3 MENCARI LEBAR EFEKTIF

Dalam mencari lebar efektif (b_w), maka digunakan bebearapa perumusan yang terdapat di dalam SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

-delapan kali tebal pelat

-setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif ialah sebagai berikut :

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{24}{4} = 6 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8t_f) = 65 + (8 \times 12) = 161 \text{ cm} = 1,61 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,5(L - b) = 0,5(24 - 0,65) = 11,675 \text{ m}$$

Sehingga nilai b_{eff} yang terkecil ialah 1,61 m. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T

tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, atau sepanjang 6 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton prategang hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton prategang sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah selebar 6 m, sesuai dengan jarak antar balok prategang yang sebenarnya.

8.4 PENENTUAN TEGANGAN IJIN BAJA BETON

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkur tendon $0.94 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0.8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon prategang atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 Ps.18.5.1)
- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya prategang $0.70 f_{pu}$ (SNI 2847:2013 Ps.18.5.1)

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

- a. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :
 - Tegangan tekan : $0.60 f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 35,2 = 21,12 \text{ MPa}$$
 - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas C :

$$\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f_c} \text{ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)}$$

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$$
 - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0.70 f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)

$$\sigma_{tk} = 0,7 \times f_{ci} = 0,7 \times 35,2 = 24,64 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $(1/2) \sqrt{f'_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 c)

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$$

b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang.

- Tegangan tekan : $0,45 f_c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2.)

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f_c = 0,45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)

$$\begin{aligned} \text{Kelas U} &= ft \leq 0,62\sqrt{f'_c} \\ &= ft \leq 0,62\sqrt{40} \\ &= ft \leq 3,92 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kelas T} &= 0,62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c} \\ &= 0,62\sqrt{40} < ft \leq \sqrt{40} \\ &= 3,92 < ft \leq 6,32 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kelas C} &= ft > \sqrt{f'_c} \\ &= ft > \sqrt{40} \\ &= ft > 6,32 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang diisyaratkan, MPa

f_{py} = kuat leleh tendon prategang yang diisyaratkan, MPa

f_c = kuat tekan beton saat pemberian prategang awal, MPa

f_{ci} = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

8.5 PERHITUNGAN PEMBEBANAN

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yakni

Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang saat struktur kantilever terdiri dari balok prategang dan balok melintang. Tahap ini terdiri dari :

- Sebelum diberi gaya prategang
- Pada saat diberi gaya prategang
- Pada saat peralihan gaya prategang

Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

Beban mati :

- Berat Pelat

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times s \times t_{pelat} \\ &= 2400 \times 6 \times 0,12 = 1728 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Berat Sendiri Balok

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times b_{balok} \times h_{balok} \\ &= 2400 \times 0,65 \times 1 = 1560 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup (ruangan untuk seminar PPIUG 1983 hal 17.

Tabel 3.1) :

$$q_l = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$q_l = q_l \times s$$

$$= 100 \times 6$$

$$= 600 \text{ kg/m}$$

8.6 PENENTUAN GAYA PRATEGANG

8.6.1 Analisa Penampang Global

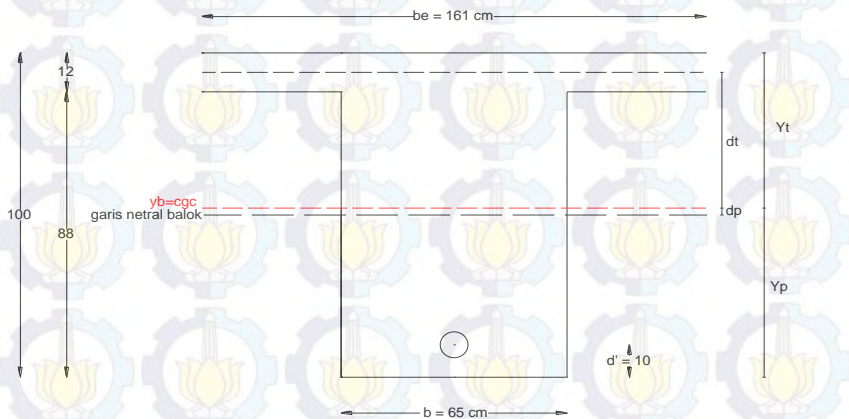
Penampang balok prategang menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai. Mutu bahan antara pelat dan balok prategang berbeda, sehingga perlu disamakan terlebih dahulu

lebar efektifnya. Perhitungan dapat menggunakan perumusan di bawah (SNI 2847:2013 pasal 8.5.1)

$$E_{pelat} = 4700\sqrt{f_c} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ MPa}$$

$$E_{balok} = 4700\sqrt{f_c} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_{balok}}{E_{pelat}} = \frac{29725,41}{29725,41} = 1$$



Gambar 8.1 Penampang Balok Prategang SNI 2847:2013

Dari gambar 8.1 dapat dilihat tebal pelat (tf) adalah 120 mm atau 12 cm dengan jarak garis berat terhadap cg adalah dt dan jarak garis netral balok terhadap yp sebesar dp sedangkan yt adalah garis netral penampang balok prategang secara keseluruhan dari serat atas pelat. Untuk mendapatkan besarnya yt perlu diketahui luas penampang balok dan pelat secara total.

Luas penampang balok prategang didapat sebagai berikut:

$$A_{pelat} = \frac{b_e \times t_f}{n} = \frac{161 \times 12}{1} = 1932 \text{ cm}^2$$

$$A_{balok} = b \times (h - t_f) = 65 \times (100 - 12) = 5720 \text{ cm}^2 +$$

$$A_{total} = 7652 \text{ cm}^2$$

Nilai statis momen garis netral penampang alok sebagai berikut :

$$c = h/2 + tf = 100/2 + 12 = 62 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{\left(A_{pelat} \times \frac{tf}{2}\right) + (A_{balok} \times c)}{A_{total}}$$

$$y_t = \frac{(1932 \times \frac{12}{2}) + (5720 \times 62)}{7652} = 47,861 \text{ cm}$$

$$y_b = cgc = 100 - 47,861 = 52,139 \text{ cm}$$

$$dt = y_t - tf/2 = 47,861 - 12/2 = 41,861 \text{ cm}$$

$$dp = y_b - \frac{h-tf}{2} = 52,139 - \frac{100-12}{2} = 8,139 \text{ cm}$$

Setelah didapat data-data di atas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon hendak dipasang yang disebut daerah limit kabel kabel. Tendon dipasang pada daerah yang menyebabkan beton menjadi tertekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok. Dimana :

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} \text{ dan } K_b = \frac{W_t}{A_{total}}$$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{y_t} \text{ dan } W_b = \frac{I_{komposit}}{y_b}$$

Keterangan :

K_t = kern atas

I = momen inersia

K_b = kern bawah

Nilai $I_{komposit}$ didapat sebagai berikut :

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12}bh^3 + (A_{balok} \times dp^2) + \frac{1}{12} \frac{be}{n} tf^3 + (A_{pelat} \times dt^2) \\ &= \frac{1}{12} \times 65 \times (100-12)^3 + (5720 \times 8,139^2) + \frac{1}{12} \times \frac{161}{1} \times 12^3 + (1932 \times 41,861^2) \\ &= 7478930 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{y_t} = \frac{7478930 \text{ cm}^4}{47,861 \text{ cm}} = 156263,55 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_{komposit}}{y_b} = \frac{7478930 \text{ cm}^4}{52,139 \text{ cm}} = 143442,15 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = \frac{143442,15 \text{ cm}^3}{7652 \text{ cm}^2} = 18,746 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = \frac{156263,55 \text{ cm}^3}{7652 \text{ cm}^2} = 20,421 \text{ cm}$$

8.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)

Tanda minus (-) adalah tekan, tanda plus (+) adalah tarik

Tegangan pada beton yang diijinkan :

- Pada saat transfer

Tarik ijin = 2,97 MPa

Tekan ijin = -21,12 MPa

- Pada saat beban layan

Tarik ijin = sesuai kelas U, T, C

Tekan ijin = -18 MPa

Digunakan decking (selimut beton) = 100 mm = 10 cm

Eksentrisitas pada tumpuan (e) = 178,61 mm (di atas cgc)

Eksentrisitas tengah bentang (e) = $y_b - d' = 52,139 - 10$
= 42,139 cm = 421,39 mm

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = -125467,83 kgm

Momen lapangan = 111268,17 kgm

Momen tumpuan kanan = -125467,83 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$2,97 \geq -\frac{F_o}{765200} + \frac{F_o \times 421,39}{156263550} - \frac{1112681700}{156263550}$$

$$F_o = 7260 \text{ kN}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$-21,12 \leq -\frac{F_o}{765200} - \frac{F_o \times 421,39}{143442150} + \frac{1112681700}{143442150}$$

$$F_o = 4481 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-18 \leq -\frac{F}{765200} + \frac{F \times 421,39}{156263550} - \frac{1620628300}{156263550}$$

F = 5489 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

$$F_o = 6861 \text{ kN}$$

- Serat bawah (asumsi kelas U)

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$-3,92 \geq -\frac{F}{765200} - \frac{F \times 421,39}{143442150} + \frac{1620628300}{143442150}$$

F = 3585 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

Fo = 4481 kN

Setelah Dilakukan coba-coba dengan memasukkan masing-masing Fo dan F pada semua kondisi, maka Fo yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan adalah **Fo = 4481 kN**

8.7 PENENTUAN TENDON YANG DIGUNAKAN

Gunakan tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ MPa (strand stress-relieved).

$$fp_{max} = 0,74 \times 1860 = 1376,4 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan ialah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{fp_{max}} = \frac{4481000}{1376,4} = 3255,59 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tendon unit : 5-27

Jumlah strand : 26

Minimum breaking load : 4780 kN

Diameter strand : 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi 12,7^2 \times 26 = 3293,6 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena

$$A_{pakai} > A_{perlu} \text{(OK)}$$

Nilai tegangan pakai :

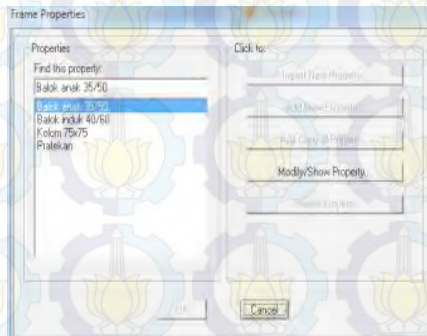
$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{4481000}{3293,6} = 1360,52 \text{ MPa}$$

8.8 ANALISA PERMODELAN GEDUNG DAN BETON PRATEGANG DENGAN NON-LINEAR STAGED CONSTRUCTION

Non-linear stage construction adalah permodelan statis, analisis, dan aplikasi desain yang menampilkan urutan dari tahap pelaksanaan konstruksi dengan menggunakan program SAP 2000. Urutan tahap pelaksanaan konstruksi mencakup pembangunan sistem struktural gedung (balok induk, balok anak, kolom, balok prategang). Hal yang dibahas dalam Tugas Akhir ini adalah saat beton prategang dilakukan jacking dan menyebabkan kehilangan gaya prategang (F_o) karena terkekang oleh kekangan kolom.

Tahap permodelan dengan *non-linear stage construction* ini akan dijelaskan sebagai berikut :

1. Melakukan input data-data struktur utama (balok induk, balok anak, kolom, dan balok prategang) sesuai dengan preliminary desain yang telah dilakukan.



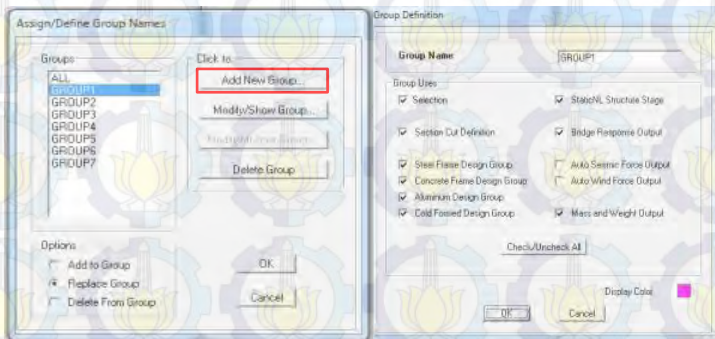
Gambar 8.2 Input data struktur utama

2. Melakukan *grouping* untuk mengelompokkan beberapa elemen menjadi satu kesatuan.

Group 1 adalah mengelompokkan elemen balok induk dan kolom dari lantai 1-11. Beban yang terjadi pada tahap ini

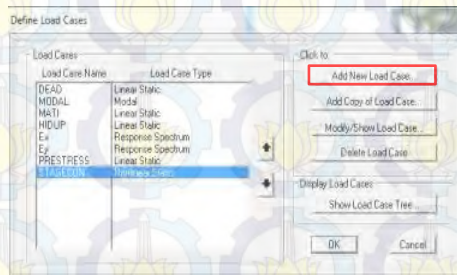
adalah berat sendiri dan beban mati tambahan. Sedangkan beban hidup tidak dimasukkan karena belum bekerja pada saat konstruksi. Langkah-langkah pengerjaannya di software SAP adalah sebagai berikut :

- Grouping dengan memilih semua elemen balok dan kolom dari lantai 1-11 kemudian klik Assign → Assign to Group. Kemudian pilih Add new group dan berilah nama Group 1.



Gambar 8.3 Cara membuat group 1

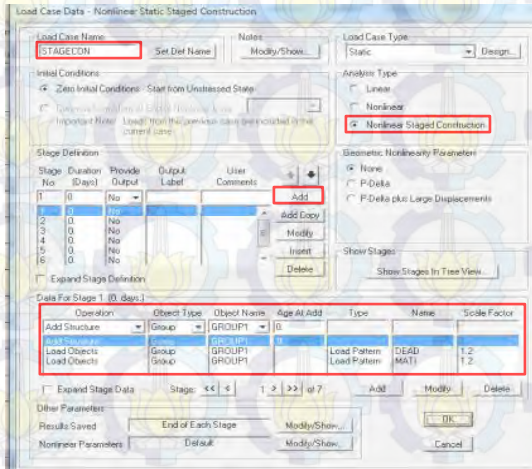
- Klik Define → Load Cases. Pilih Add New Load Case.



Gambar 8.4 Define Load Cases

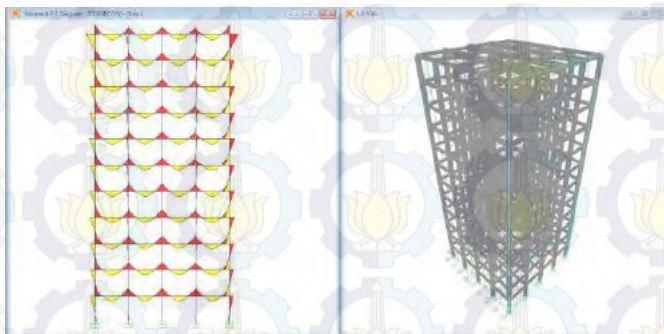
- Berilah nama Load Case Name dengan STACECON. Dan pilih Analysis Type dengan Non-linear Staged Construction. Untuk Staged Definition tambahkan/add sebanyak 7 kali karena group yang dibuat sebanyak 7 kali juga. Kemudian masukkan Data for Stage dengan memilih menu Operation

(pilih Add structure dan Load Objects) serta menu Object Name (pilih Group 1). Di Group 1, beban yang terjadi adalah berat sendiri dan beban mati tambahan.



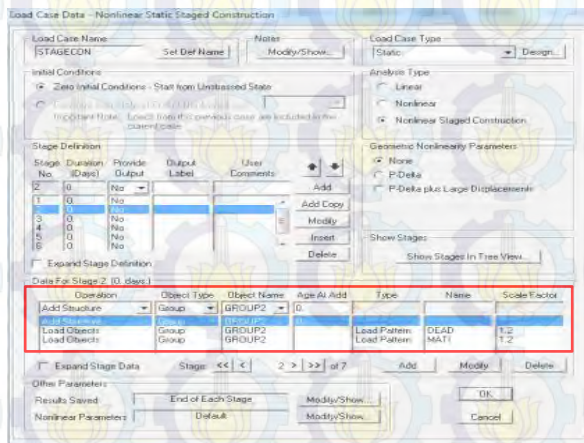
Gambar 8.5 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 1

- Hasil dari tahap ini berupa bidang momen yang terjadi di balok dan kolom dari lantai 1-11.

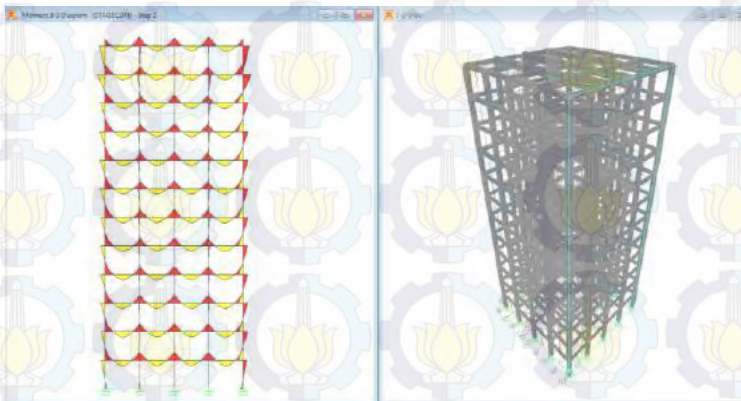


Gambar 8.6 Group 1 yaitu balok dan kolom lantai 1-11

3. Group 2 yaitu elemen balok dan kolom lantai 12 yang berada di pinggir gedung saja. Cara membuat Group 2 sama dengan yang dijelaskan di atas. Kemudian tahap memasukkan beban ke dalam Group 2 sama dengan cara yang telah dijelaskan sebelumnya. Balok induk yang di tengah gedung belum dimasukkan. Hasil dari tahap ini berupa bidang momen yang terjadi di balok dan kolom dari lantai 12.

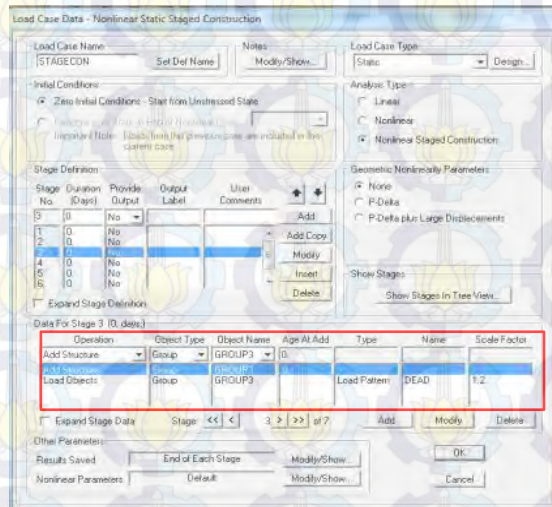


Gambar 8.7 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 2

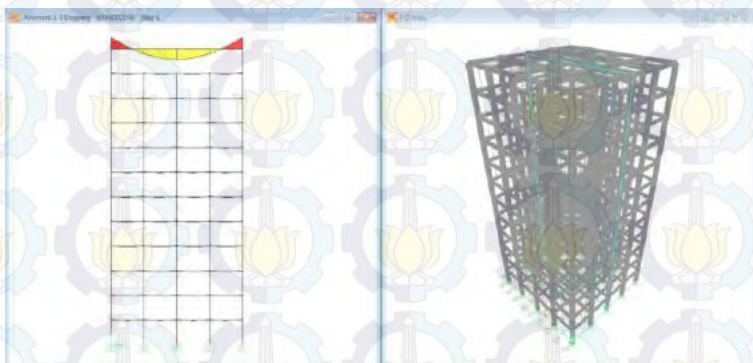


Gambar 8.8 Group 2 yaitu balok dan kolom lantai 12

4. Group 3 yaitu elemen balok prategang. Beban yang bekerja pada tahap ini adalah berat sendiri balok. Balok prategang di sini sudah dilakukan pengecoran.

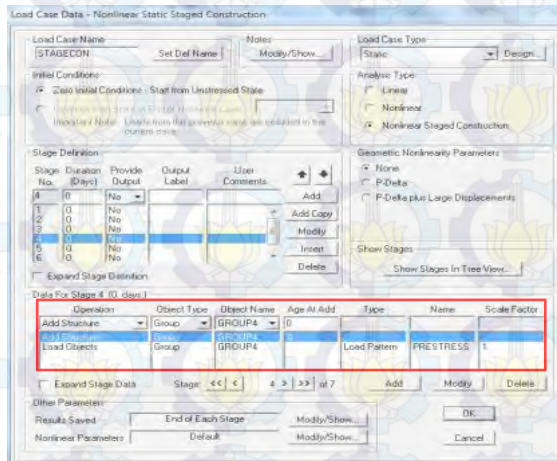


Gambar 8.9 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 3

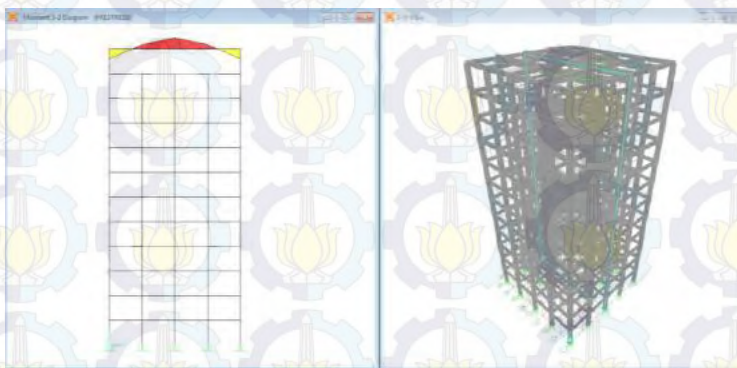


Gambar 8.10 Group 3 yaitu balok prategang (akibat beban sendiri saja)

5. Group 4 yaitu elemen balok prategang. Beban yang bekerja pada tahap ini adalah gaya prategang awal (F_0). Dengan adanya gaya F_0 ini akan menambah distribusi nilai momen kolom yang memikul balok prategang tersebut.



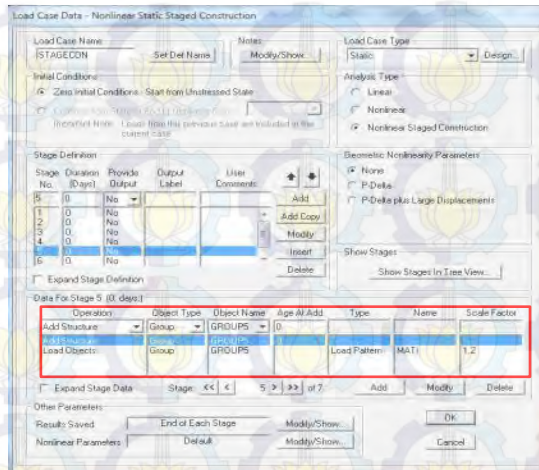
Gambar 8.11 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 4



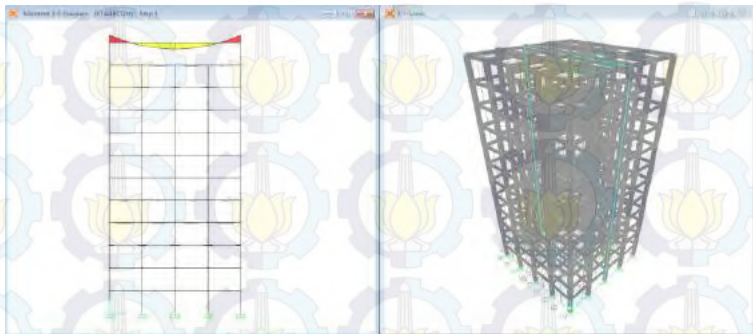
Gambar 8.12 Group 4 yaitu balok prategang (akibat gaya F_0 /jacking)

Momen tambahan di kolom akibat gaya Fo/jacking sebesar **38154,35 kgm**.

6. Group 5 yaitu elemen balok prategang. Beban yang bekerja pada tahap ini adalah beban mati tambahan (dari beban pelat).

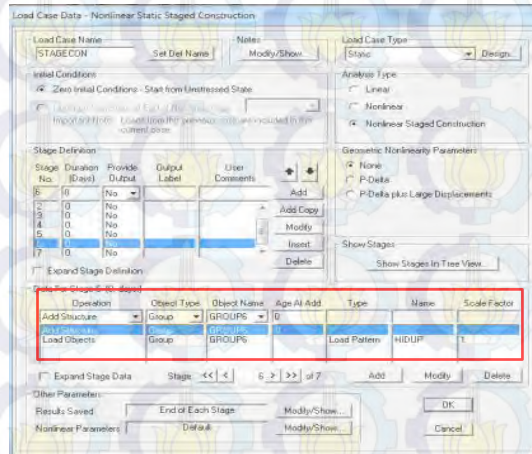


Gambar 8.13 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 5

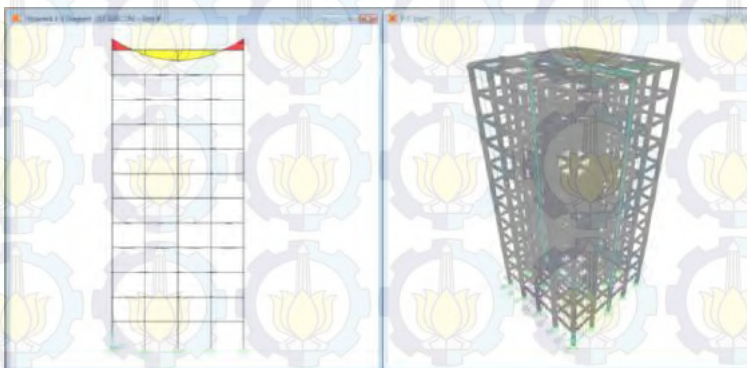


Gambar 8.14 Group 5 yaitu balok prategang (akibat beban mati tambahan)

7. Group 6 yaitu elemen balok prategang. Beban yang bekerja pada tahap ini adalah beban hidup.



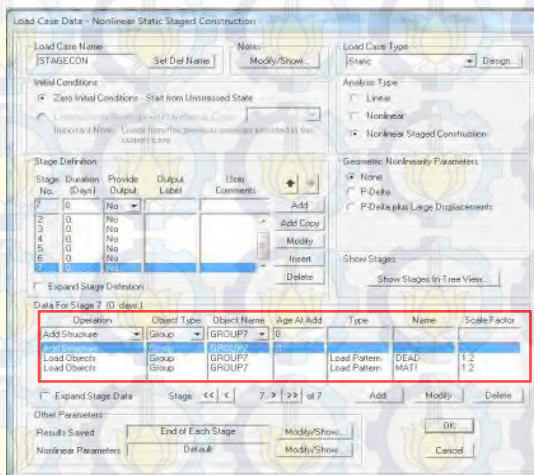
Gambar 8.15 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 6



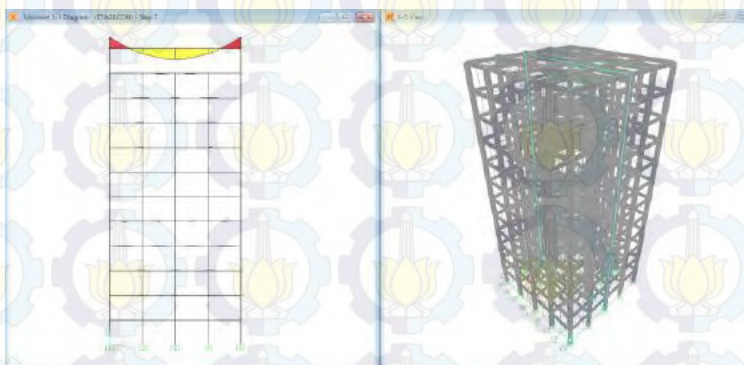
Gambar 8.16 Group 6 yaitu balok prategang (akibat beban hidup)

8. Group 7 yaitu elemen balok prategang. Beban yang bekerja pada tahap ini adalah beban total yang terjadi yaitu beban mati

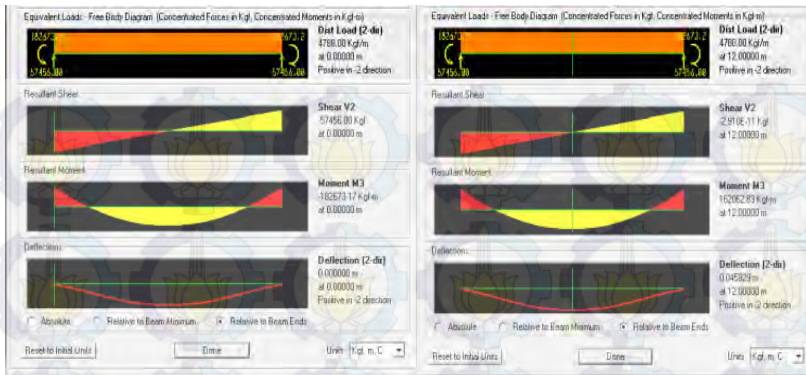
dan beban hidup. Selain itu, balok induk yang berada di tengah gedung juga dimasukkan ke dalam tahap ini.



Gambar 8.17 Tahap-tahap memasukkan beban di Group 7



Gambar 8.18 Group 7 yaitu balok prategang (akibat beban mati dan beban hidup)



Gambar 8.19 Momen total akibat beban mati dan beban hidup

Besar momen total di balok prategang akibat beban mati dan beban hidup sebesar :

Momen tumpuan kiri = **-182673,17 kgm**

Momen lapangan = **162062,83 kgm**

Momen tumpuan kanan = **-182673,17 kgm**

8.9 PERHITUNGAN KEHILANGAN GAYA PRATEGANG

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

a. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

1. Kehilangan akibat slip anker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengankuran/slip ankur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke ankur.

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat pengankuran.

Cek apakah kehilangan prategang akibat pengangkurian berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$g = 2,5 \text{ mm}$

$f_{pakai} = 1360,52 \text{ MPa}$

$\mu = 0,25$ (wire strand tendon)

$K = 0,0066$ (wire strand tendon)

$f = 421,39 + 178,61 = 600 \text{ mm}$

$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8f/L) = 0,2$

$L = 24 \text{ m}$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 235,93 \text{ mm} = 0,235 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkurian sampai ke tumpuan kantilever $x < 12 \text{ m}$, maka kehilangan akibat pengangkurian tidak mempengaruhi.

2. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

3. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan prategang diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja prategang saat proses pemberian gaya prategang. Kehilangan prategang akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 4481 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$\mu = 0,25$ (*wire strand tendon*)

$K = 0,0066$ (*wire strand tendon*)

$\alpha =$ sudut kelengkungan tendon ($8y/L$) = 0,2

$L = 24$ m

Nilai $F_{pf} = 3638$ kN

$\Delta F_{pf} = 4481 - 3638 = 843$ kN

$$\Delta f_{pf} = \frac{843000}{3293,6} = 255,95 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{255,95}{1360,52} = 9,41 \%$$

4. Kehilangan akibat kekangan kolom

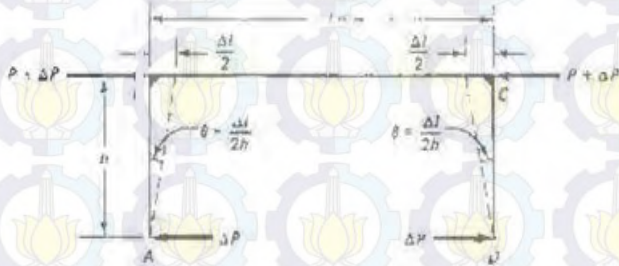
Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpindahan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya prategang yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen kumulatif yang terjadi pada dasar kolom lantai dasar, maka pada saat jacking, dasar kolom tiap lantai didesain dengan sendi, dalam realisasinya dilapangan menggunakan penampang lingkaran dan menggunakan pengekang spiral. Perubahan penampang yang

signifikan pada dasar kolom, memperkecil kemampuan kolom untuk menahan momen yang terjadi akibat jacking

Dapat di hitung kehilangan yang terjadi akibat desain sendi ini. Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya prategang akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :



Gambar 8.20 Kehilangan Prategang akibat Kekangan Kolom

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan SAP, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut

$$M_B = 38154,35 \text{ kgm}$$

$$M_A = -38154,35 \text{ kgm}$$

$$\Delta P = \frac{(38154,35 + 38154,35)}{4.5} \times 10 = 169574,89 \text{ N}$$

$$\Delta f_p = \frac{169574,89}{3293,6} = 51,49 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat kekangan kolom ialah :

$$\Delta f_p = \frac{51,49}{1360,52} = 3,78 \%$$

- b. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat rangkak (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkak :

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

Dimana :

$K_{cr} = 2$ untuk metode pra-tarik

$= 1,6$ untuk metode pasca-tarik

$f_{c_{ds}}$ = tegangan.beton didaerah c.g.s. akibat sluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{4481000}{765200} + \frac{4481000 \times 421,39}{143442150} \right) \times \frac{421,39}{440} = 18,22 \text{ MPa}$$

$$f_{c_{ds}} = \left(\frac{1112681700}{143442150} \right) \times \frac{421,39}{440} = 7,43 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 72,6 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkak ialah :

$$\Delta f_{cr} = \frac{72,6}{1360,52} = 5,34 \%$$

2. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut :

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{SH} \cdot E_s [1 - 0,06(v/s)] \cdot [100 - RH]$$

RH = 80% (untuk kota Surabaya)

$$K_{sh} = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

v/s = luas penampang beton/ keliling penampang beton

$$= \frac{765200}{5220} = 14,66 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c = 6,728$$

$$SH = 3,09 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{3,09}{1360,52} = 0,23 \%$$

3. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] * C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$K_{re} = 138 \text{ MPa (strand stress relieved)}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1360,52}{1860} = 0,73, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ ialah sebagai berikut}$$

$$C = 1,27$$

$$RE = [138 - 0,15(3,09 + 72,6 + 0)] \times 1,27 = 160,84 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{160,84}{1360,52} = 3,2 \%$$

Total kehilangan prategang ialah

$$9,41 + 3,78 + 5,34 + 0,23 + 3,2 = 21,96 \%$$

- c. Kontrol gaya prategang setelah kehilangan

Besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebesar berikut :

$$F = \frac{100-21,96}{100} \times 4481 = 3497 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-18 \leq -\frac{3497000}{765200} + \frac{3497000 \times 421,39}{156263550} - \frac{1620628300}{156263550}$$

$$-18 \leq -5,51 \text{ (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b = -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$= -\frac{3497000}{765200} - \frac{3497000 \times 421,39}{143442150} + \frac{1620628300}{143442150}$$

$$= -3,55$$

$$\text{Kelas U} = -3,55 \leq 0,62\sqrt{f'_c}$$

$$= -3,55 \leq 0,62\sqrt{40}$$

$$= -3,5 \leq 3,92 \text{ MPa}$$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t = -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$= -\frac{3497000}{765200} - \frac{3497000 \times 180}{156263550} + \frac{1826731700}{156263550}$$

$$= 3,12$$

$$\begin{aligned} \text{Kelas U} &= 3,12 \leq 0,62\sqrt{f'_c} \\ &= 3,12 \leq 0,62\sqrt{40} \\ &= 3,12 \leq 3,92 \text{ MPa} \end{aligned}$$

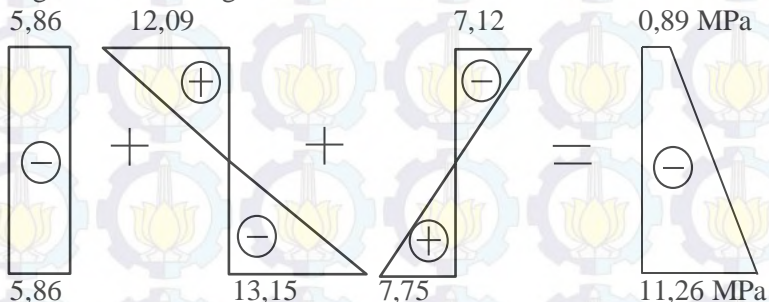
- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

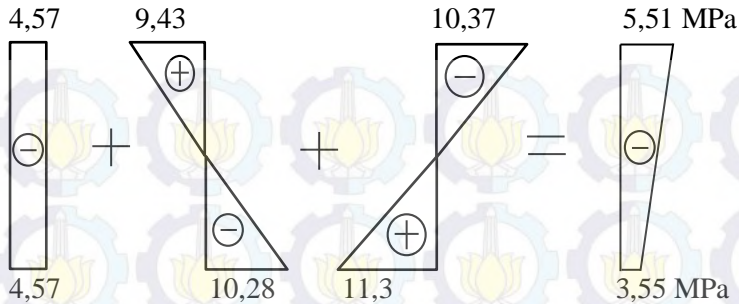
$$-18 \leq -\frac{3497000}{765200} + \frac{3497000 \times 180}{143442150} - \frac{1826731700}{143442150}$$

$$-18 \leq -12,95 \text{ (OK)}$$

Tegangan yang terjadi (dalam satuan MPa) tersebut dapat digambarkan sebagai berikut :



Gambar 8.21 Diagram Tegangan Tengah Bentang Sebelum Kehilangan Prategang / Saat Transfer



Gambar 8.22 Diagram Tegangan Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang

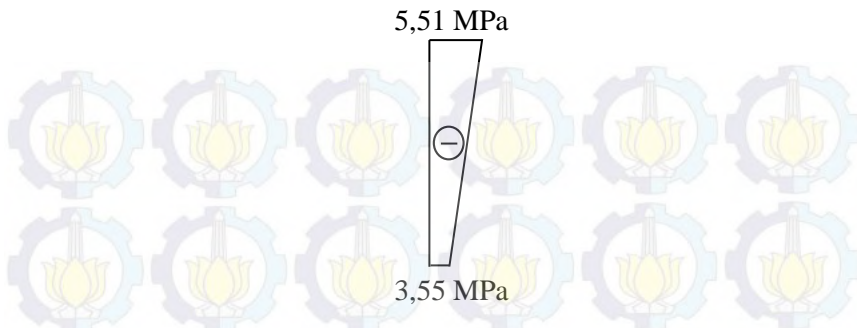
Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5 yaitu

(a) Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari **3,5 MPa dan $f'_c/10$** .

$$f'_c/10 = 40/10 = 4 \text{ MPa}$$

Yang diambil adalah 3,5 MPa

f_{pc} = tegangan tekan beton (setelah semua kehilangan prategang terjadi) di titik berat penampang yang menahan beban terapan luar atau di pertemuan badan (web) dan sayap (flange) bila pusat terletak dalam sayap (flange), MPa. (Dalam komponen struktur komposit), f_{pc} adalah tegangan tekan resultan di pusat penampang komposit, atau di pertemuan badan (web) dan sayap (flange) bila pusat terletak dalam sayap (flange), akibat baik prategang maupun momen yang ditahan oleh komponen struktur pracetak yang bekerja sendirian).



Gambar 8.23 Diagram Tegangan yang terjadi di Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang

$$f_{pc} \text{ (tegangan tekan di cgc)} = 3,55 + \frac{52,139 \times (5,51 - 3,55)}{100} = 4,57 \text{ MPa} > 3,5 \text{ MPa (NOT OK)}$$

Kontrol tegangan tekan di cgc pada kelas U tidak memenuhi persyaratan 3,5 MPa karena gaya prategang awal (F_o) yang besar menghasilkan tegangan tekan besar (dilihat dari persamaannya yaitu $-\frac{F}{A}$ dan $-\frac{F \times e}{W_b}$).

Oleh karena itu, gaya prategang awal (F_o) dikoreksi agar syarat kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5 memenuhi. Caranya dengan mengecilkan gaya F_o tetapi masih masuk dalam batasan kelas U. Setelah dilakukan coba-coba dengan memasukkan masing-masing F_o dan F pada semua kondisi, maka F_o yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan adalah **$F_o = 3415 \text{ kN}$**

Gunakan tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ (strand stress-relieved).

$$f_{p_{\max}} = 0,74 \times 1860 = 1376,4 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan ialah:

$$A_{\text{pertu}} = \frac{F_o}{f_{p_{\max}}} = \frac{3415000}{1376,4} = 2481,11 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tendon unit : 5-22

Jumlah strand : 20

Minimum breaking load : 3680 kN

Diameter strand : 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi 12,7^2 \times 20 = 2533,54 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena

$$A_{pakai} > A_{perlu} \dots (\text{OK})$$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{3415000}{2533,54} = 1347,92 \text{ MPa}$$

Setelah dilakukan perhitungan kehilangan prategang, maka total kehilangan prategangnya sebesar 22,13 %.

$$F = \frac{100 - 22,13}{100} \times 3415 = 2659 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

• Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-18 \leq -\frac{2659000}{765200} + \frac{2659000 \times 421,39}{156263550} - \frac{1620628300}{156263550}$$

$$-18 \leq -6,68 (\text{OK})$$

• Serat bawah

$$\sigma_b = -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$= -\frac{2659000}{765200} - \frac{2659000 \times 421,39}{143442150} + \frac{1620628300}{143442150}$$

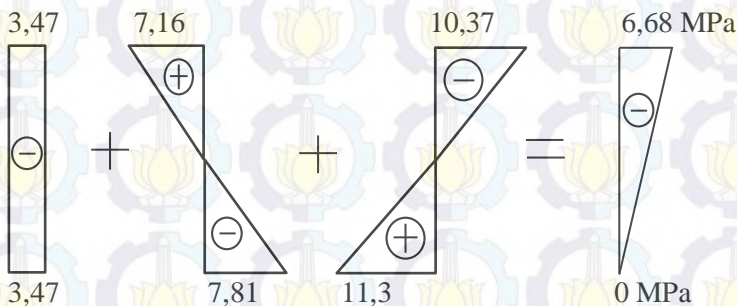
$$= 0$$

$$\text{Kelas U} = 0 \leq 0,62\sqrt{f'_c}$$

$$= 0 \leq 0,62\sqrt{40}$$

$$= 0 \leq 3,92 \text{ MPa}$$

Tegangan yang terjadi (dalam satuan MPa) tersebut dapat digambarkan sebagai berikut :



Gambar 8.24 Diagram Tegangan Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang dan Sesudah Dikoreksi

$$f_{pc} (\text{tegangan tekan di cgc}) = \frac{52,139 \times (6,68 - 0)}{100} = 3,48 \text{ MPa} < 3,5 \text{ MPa (OK)}$$

Hasil yang didapatkan sesudah dilakukan koreksi menggunakan 20 strand dengan gaya F_o sebesar 3415 kN. Terdapat perbedaan antara hasil yang didapatkan sesudah dikoreksi dengan melihat acuan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5. Sebelum dikoreksi menggunakan 26 strand dengan gaya F_o sebesar 4481 kN. Perbedaan jumlah strand yang terjadi sebanyak 6 strand (sebesar 23%) dan perbedaan gaya F_o sebesar 23,8%.

8.10 KONTROL LENDUTAN

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

8.10.1 Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk ke atas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke atas (chambre)

$$P_o = \frac{8xF_o x f}{L^2} = \frac{8x4481000x600}{24000^2} = 37,34 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} x \frac{P_o \cdot L^4}{E_c x I} = \frac{5}{384} x \frac{37,34 x 24000^4}{29725,41 x 74789300000}$$

$$= -72,56 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat momen yang bekerja pada portal

Dalam perhitungan lendutan pada portal akibat berat sendiri balok prategang, pelat, dan beban hidup, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal, bukan lendutan balok di atas dua tumpuan. Perumusan yang digunakan dalam perhitungan lendutan balok prategang dalam portal ialah sebagai berikut

$$\Delta l_{ql} = \frac{5}{48} x \frac{L^2}{E_c x I} (Mu_{lap} - 0,1(Mu_{tum1} + Mu_{tum2}))$$

Hasil perhitungan momen lapangan dan tumpuan yang diperoleh dari software SAP ialah sebagai berikut :

M_u lapangan : 111268,17 kgm = 1112681700 Nmm

M_u tumpuan 1 : -125467,83 kgm = -1254678300 Nmm

M_u tumpuan 2 : -125467,83 kgm = -1254678300 Nmm

Nilai lendutan yang diperoleh akibat kombinasi beban ialah sebagai berikut

$$\begin{aligned}\Delta l_{qt} &= \frac{5}{48} \times \frac{24000^2}{29725,41 \times 74789300000} \times (1112681700 \\ &\quad - 0,1(1254678300 + 1254678300)) \\ &= 23,26 \text{ mm (}\downarrow\text{)}\end{aligned}$$

3. Lendutan akibat berat sendiri

$q_o = 15,6 \text{ N/mm}$

$$\begin{aligned}\Delta l_{qo} &= \frac{5}{384} \times \frac{q_o \cdot L^4}{E_c \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{15,6 \times 24000^4}{29725,41 \times 74789300000} \\ &= 30,31 \text{ mm (}\downarrow\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah total lendutan} &= 23,26 + 30,31 - 72,56 \text{ mm} \\ &= -18,99 \text{ mm (}\uparrow\text{)}\end{aligned}$$

Lendutan ijin : (SNI 2847:2013 tabel 9.5.b)

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{24000}{480} = 50 \text{ mm}$$

$$f < f_{ijin}$$

$$-18,99 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \dots\dots(\text{OK})$$

8.10.2 Lendutan saat beban bekerja

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre)

$$P_o = \frac{8xFxf}{L^2} = \frac{8 \times 3497000 \times 600}{24000^2} = 29,14 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \cdot L^4}{E_c \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{29,14 \times 24000^4}{29725,41 \times 74789300000}$$

$$= -56,52 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat momen yang bekerja pada portal
 Dalam perhitungan lendutan pada portal akibat berat sendiri balok prategang, pelat, dan beban hidup, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal, bukan lendutan balok di atas dua tumpuan. Perumusan yang digunakan dalam perhitungan lendutan balok prategang dalam portal ialah sebagai berikut

$$\Delta l_{ql} = \frac{5}{48} \times \frac{L^2}{E_c \times I} (Mu_{lap} - 0,1(Mu_{tum1} + Mu_{tum2}))$$

Hasil perhitungan momen lapangan dan tumpuan yang diperoleh dari software SAP ialah sebagai berikut :

M_u lapangan : 162062,83 kgm = 1620628300 Nmm

M_u tumpuan 1 : -182673,17 kgm = -1826731700 Nmm

M_u tumpuan 2 : -182673,17 kgm = -1826731700 Nmm

Nilai lendutan yang diperoleh akibat kombinasi beban ialah sebagai berikut

$$\Delta l_{ql} = \frac{5}{48} \times \frac{24000^2}{29725,41 \times 74789300000} \times (1620628300$$

$$- 0,1(1826731700 + 1826731700))$$

$$= 33,88 \text{ mm (} \blacktriangledown \text{)}$$

3. Lendutan akibat berat sendiri

$$q_o = 15,6 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \cdot L^4}{E_c \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{15,6 \times 24000^4}{29725,41 \times 74789300000}$$

$$= 30,31 \text{ mm (} \blacktriangledown \text{)}$$

$$\text{Jumlah total lendutan} = 33,88 + 30,31 - 56,62 \text{ mm}$$

$$= 7,57 \text{ mm (} \blacktriangledown \text{)}$$

Lendutan ijin : (SNI 2847:2013 tabel 9.5.b)

$$f_{ijtn} = \frac{L}{480} = \frac{24000}{480} = 50 \text{ mm}$$

$$f < f_{ijn}$$

$$7,57 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \dots\dots(\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol lendutan maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

8.11 KONTROL MOMEN NOMINAL

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok manakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 18.7

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 3293,6 \text{ mm}^2$$

$$d = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$b = 650 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,764$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,764} 0,17 \right\} = 1632,37 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 3293,6 \times 1632,37 = 5376373,83 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = \frac{5376373,83}{0,85 \cdot 40 \cdot 650} = 243,27 \text{ mm}$$

$$M_n = 5376373,83 (900 - 243,27/2) = 4184781218 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 418478,12 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 418478,12 \geq 214793,27 \text{ kgm}$$

$$376630,31 \text{ kgm} \geq 214793,27 \text{ kgm} \dots (\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

8.12 KONTROL MOMEN RETAK

Perhitungan kuat ultimate dari beton prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62 \lambda \sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_u > 1.2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.8$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik) :

$$F = 3497 \text{ kN}$$

$$K_t = 187,46 \text{ mm}$$

$$e = 421,39 \text{ mm}$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$M_1 = F(e + K_t)$$

$$= 3497000(421,39 + 187,46) = 2129148450 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = f_r \times W_b$$

$$= 3,92 \times 143442150$$

$$= 562293228 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = 2691441678 \text{ Nmm} = 269144,16 \text{ kgm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\phi M_u > 1,2 M_{cr}$$

$$0,9 \times 418478,12 > 1,2 \times 269144,16$$

$$376630,31 \text{ kgm} > 322973 \text{ kgm} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen retak maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

8.13 DAERAH LIMIT KABEL

Tegangan tarik pada serat beton yang terjauh dari garis netral akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan oleh peraturan yang ada, seperti pada SNI 2847:2013.

Oleh karena itu perlu ditentukan daerah batas pada penampang beton, dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada serat beton.

Mencari jari-jari inersia :

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{74789300000}{765200}} = 312,63 \text{ mm}$$

Batas paling bawah letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton ialah :

$$k_b = \frac{Wt}{A} = \frac{156263550}{765200} = 204,21 \text{ mm}$$

Batas paling atas letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton ialah :

$$k_t = \frac{Wb}{A} = \frac{143442150}{765200} = 187,46 \text{ mm}$$

Mencari nilai daerah limit kabel

$$a_1 = \frac{M_t}{F} = \frac{162062,83}{349700} = 0,463 \text{ m} = 463 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{M_G}{F_o} = \frac{111268,17}{448100} = 0,248 \text{ m} = 248 \text{ mm}$$

8.14 PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN LUNAK

Tabel 8.1 Hasil Output Momen akibat Berbagai Kombinasi

Kombinasi	Lokasi	Momen (kgm)
1,4D	Tumpuan kiri	-175654,96
	Lapangan	155775,44
	Tumpuan kanan	-175654,96
1,2D+1,6L	Tumpuan kiri	-242089,93
	Lapangan	214793,27
	Tumpuan kanan	-242089,93
1,2D+1L±1Ex±0,3Ey	Tumpuan kiri	-218266,36
	Lapangan	184316,47
	Tumpuan kanan	-218266,36
1,2D+1L±0,3Ex±1Ey	Tumpuan kiri	-242765,25
	Lapangan	184316,47
	Tumpuan kanan	-242765,25

0,9D±1Ex±0,3Ey	Tumpuan kiri	-123420,68
	Lapangan	100141,35
	Tumpuan kanan	-123420,68
0,9D±0,3Ex±1Ey	Tumpuan kiri	-147919,57
	Lapangan	100141,35
	Tumpuan kanan	-147919,57

Perencanaan kebutuhan tulangan lunak didasarkan pada gaya gempa yang terjadi. Besarnya gaya gempa yang terjadi diperoleh dari analisa *software* SAP 2000 v14 akibat $1.2D+1L\pm0.3Ex\pm1Ey$

Momen tumpuan kiri ($1.2D+1L\pm0.3Ex\pm1Ey$) = -242765,25 kgm

Momen tumpuan kiri ($1.2D+1L$) = $\frac{-207766,73 \text{ kgm}}{-34998,52 \text{ kgm}}$

Momen negatif maksimum (Mu) : **-34998,52 kgm**

Momen positif maksimum (Mu) : **-34998,52 kgm**

Mn (75% dari Mu) = $0,75 \times Mu / 0,9 =$ **29165,43 kgm**

8.14.1 Kontrol Momen Nominal Tendon

Mn total = $Mu / 0,9 = 242765,25 / 0,9 = 269739,17 \text{ kgm}$

Mn tendon hanya boleh sebesar $\frac{1}{4}(25\%)$ dari Mn total.

Mn tendon = $0,25 \times 269739,17 = 67434,79 \text{ kgm}$

Dari perhitungan sebelumnya di bagian momen nominal didapatkan $\phi M_n = 376630,31 \text{ kgm}$

$\phi M_n > Mn$ tendon

$376630,31 \text{ kgm} > 67434,79 \text{ kgm} (OK)$

8.14.2 Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Dimensi balok : 65/100 cm

- Panjang balok : 24 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 12 mm
- Selimut beton : 50 mm
- $d = 1000 - 50 - 12 - 25/2 = 925,5 \text{ mm}$

Perhitungan rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0,00395$$

Jadi dipakai $\rho_{\min} = 0,00395$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 ps 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0,764$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2}$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7)

Menentukan rasio tulangan yang perlu

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \phi m R_n}{f_y}} \right)$$

Dimana :

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$As = \rho \times b \times d$$

Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{As_{\text{perlu}}}{1/4 \times \pi \times \phi^2}$$

Menentukan jarak tulangan

$$\text{Jarak, tulangan} = \frac{b - n \times \phi L - 2d' - 2\phi S}{n - 1} > 25\text{mm}$$

Perhitungan lebih lanjut dari penulangan balok seperti, Hasil Momen Ultimate, Momen Nominal, hasil perhitungan R_n , rasio tulangan, luas tulangan perlu, jumlah tulangan pakai dan jarak tulangannya dapat dilihat pada tabel 8.2

8.14.3 Penulangan Lentur Lunak Untuk Gempa

Momen negatif maksimum : **-26248,87 kgm**

Tabel 8.2 Perhitungan Jumlah Tulangan

bentang	lokasi	Mu	Mn perlu = (Mu/0,9) $\frac{3}{4}$ (75%)	Rn	ρ_{perlu}	ρ_{pakai}	AS PER LU	TUL PER LU	TUL PAS ANG	JARAK TUL		jumlah
m		Kgm	Kgm	N/m m			mm ²			mm		lapis
24	tumpuan	34998,52	29165,4	0,52	0,00132	0,00395	2376	4,85	5	105,2	100	1
24		34998,52	29165,4	0,52	0,00132	0,00395	2376	4,85	5	105,2	100	1
24	tumpuan	34998,52	29165,4	0,52	0,00132	0,00395	2376	4,85	5	105,2	100	1
24		34998,52	29165,4	0,52	0,00132	0,00395	2376	4,85	5	105,2	100	1

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f_c' x b} = \frac{2454 x 400}{0,85 x 40 x 650} = 44,4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{44,4}{0,764} = 58,116 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{58,116}{925,5} = 0,063$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \times (d/c - 1) = 0,003 \times [(925,5/58,116) - 1] = 0,04478$$

Kondisi TENSION karena $\varepsilon_t > 0,005$, sehingga nilai $\phi = 0,9$

Tabel 8.3 Perhitungan Momen Probable

bentang	posisi		tulangan	D	As	a	Mpr
m			n	mm	mm ²	mm	kgm
24	Gempa kanan	+	5	25	2454	55,52	110172,33
		-	5	25	2454	55,52	110172,33
	Gempa kiri	+	5	25	2454	55,52	110172,33
		-	5	25	2454	55,52	110172,33

Beban terbagi rata pada pelat atap (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati : 387 kg/m²

Beban hidup : 100 kg/m²

Beban Balok : 2400x0,65x1 = 1560 kg/m

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

= (1,2D + 1L) x lebar bentang

= (1,2x387 + 1x100)x6 + 1560

= 4946,4 kg/m

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja.

Analisa terhadap Gempa :

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2}$$

$$= \frac{110172,33 + 110172,33}{24 - 0,75} - \frac{4946,4 \times (24 - 0,75)}{2} =$$

$$-48024,71 \text{ kg}$$

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2}$$

$$= \frac{110172,33 + 110172,33}{24 - 0,75} + \frac{4946,4 \times (24 - 0,75)}{2} =$$

$$66979,1 \text{ kg}$$

Catatan: 0,75 adalah lebar kolom preliminary dalam satuan meter

Pemasangan Tulangan Geser

a Pemasangan Senggang Balok di Daerah Sendi Plastis (Tumpuan) :

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila :

1. Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) > 0,5 x total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi (1.2D+1L)

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = \frac{110172,33 + 110172,33}{24 - 0,75} = 9477,2 \text{ kg} > 0,5 \times 65347 = 32673,5 \text{ kg (OK)}$$

2. Gaya aksial tekan $< 0,2 \times A_g \times f'_c = 0,2 \times (650 \times 1000) \times 40 = 5200000 \text{ N} = 520000 \text{ kg}$

Karena gaya aksial pada balok sangat kecil maka syarat ke-2 memenuhi (OK)

dengan demikian maka

$$V_s = V_{ekn/\phi} - V_c$$

$$V_c = 1/6 \times (f'_c)^{0,5} \times b \times d = 63411,57 \text{ kg}$$

$$V_s = 65347/0,75 - 63411,57 = 23717,76 \text{ kg} = 237177,6 \text{ N}$$

Direncanakan sengkang 3 kaki $\phi 12$

$$A_v = 3 \times 1/4 \times \pi \times 12^2 = 339,29 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s = 529 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.5.3.2:

1. $d/4 = 231 \text{ mm}$
2. $8 \times \text{Dutama} = 200 \text{ mm}$
3. $24 \times \text{Dsengkang} = 288 \text{ mm}$
4. 300 mm

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 200 mm. Untuk kemudahan pemasangan di lapangan, digunakan jarak = 200 mm.

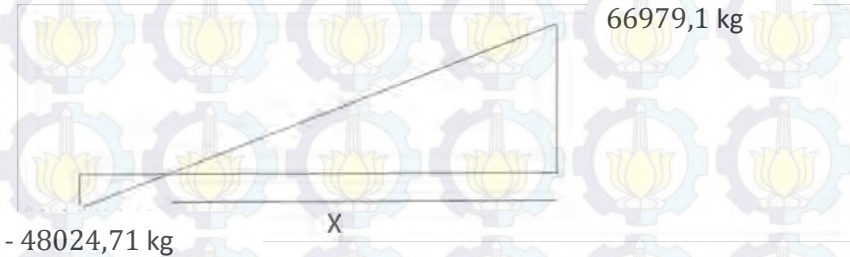
Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 1000 = 2000 \text{ mm}$ dari muka kolom

Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Kontrol kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih besar dari V_s max.

$$V_{smax} = 0,66 \sqrt{f'_c} \times b \times w \times d = 251109 \text{ kg} > V_s = 23717,76 \text{ kg (OK)}$$

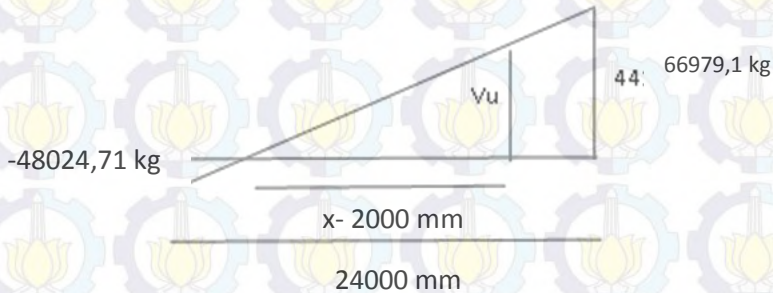
b Pemasangan Sengkang di Luar Daerah Sendi Plastis



Dengan perbandingan segitiga, didapat

$$\frac{x}{24 - x} = \frac{66979,1}{48024,71}$$

$$x = 13,97 \text{ m}$$



Gaya geser rencana diluar 2h dari muka kolom (diluar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{13970 - 2000}{13970} = \frac{V_u}{66979,1}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan $V_u = 57390,1 \text{ kg}$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{57390,1}{0.75} - 63411,57 = 13108,56 \text{ kg}$$

Digunakan sengkang 4 $\phi 12$ mm, maka $A_v =$

$$A_v = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 452,39 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_{yxd}}{V_s} = 1277 \text{ mm}$$

Syarat sengkang tidak boleh melebihi $d/2 = 463 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu $s = 400 \text{ mm}$

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil jarak sengkang diluar sendi plastis = 400 mm.

Resume perhitungan penulangan geser :

Tumpuan : 3 $\phi 12 - 200$

Lapangan : 3 $\phi 12 - 400$

Resume Perhitungan Penulangan Balok Prategang :

Tulangan Lentur

Tumpuan atas = 5 D 25

Tumpuan bawah = 3 D 25

Lapangan atas = 3 D 25

Lapangan bawah = 5 D 25

Tulangan Geser

Tumpuan = 3 $\phi 12 - 200$

Lapangan = 3 $\phi 12 - 400$

Tulangan Torsi

2 buah di sisi kanan dan 2 buah di sisi kiri (D 25)

8.15 KONTROL MOMEN NOMINAL PADA PENAMPANG SECARA KESELURUHAN

Kontrol momen nominal yang dilakukan dimaksudkan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja prategang yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja memenuhi kontrol momen.

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa.. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C' = T$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tendon prategang

Dari perhitungan sebelumnya, didapat besarnya nilai nominal akibat tendon prategang yaitu

$$M_n = 418478,12 \text{ kgm}$$

$$a = 243,27 \text{ mm}$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tulangan tumpuan atas

Dipakai tulangan lentur 5 D 25

$$A_s = 2454,3 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$d = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 2454,3 \cdot 400 \cdot (900 - 243,27/2) = 764136487 \text{ Nmm}$$

$$= 76413 \text{ kgm}$$

$$M_n = \text{kuat lentur nominal (Nmm)}$$

$$A_s = \text{luas tulangan tarik (mm}^2\text{)}$$

$$f_y = \text{tegangan leleh baja (MPa)}$$

f_c' = kuat tekan beton yang disyaratkan (MPa)

a = tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$M_n \text{ total} = 418478,12 + 76413 = 494891,12 \text{ kgm}$$

$\phi M_n \geq M_u$, dimana nilai $\phi = 0,9$. Nilai M_u yang diambil ialah kombinasi antara beban hidup dan mati, ditambah dengan analisa beban gempa maksimum yang terjadi.

$$0,9 \times 494891,12 \text{ kgm} > 214793,27 \text{ kgm}$$

$$445402 \text{ kgm} > 214793,27 \text{ kgm} \dots \text{(OK)}$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, maka hasil perhitungan beton prategang secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

8.16 PENGANGKURAN UJUNG

Balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya prategang dengan sistem pasca tarik.

Penulangan pengekanan di seluruh pengankuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengankuran global sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps.18.13.3.2 mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya prategang awal yang diberikan ialah sebagai berikut :

$$F_o = 4481000 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \cdot 4481000 = 5377200 \text{ N}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

a = 315 mm (angkur dengan strand 5-42, VSL tabel)

e = 178,61 mm (eksentrisitas pada tumpuan)

h = 1000 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 5377200 \left(1 - \frac{315}{1000}\right) = 920845,5 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(1000 - 2 \times 178,61) = 321,39 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{920845,5}{400} = 2302,11 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 4 $\phi 12$ ($A_v = 452,39 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{2302,11}{452,39} = 5,08 \approx 6 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{321,39}{6} = 53,5 \text{ mm, diambil } 50 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 4 $\phi 12$, dengan nilai s = 50 mm

8.17 PERHITUNGAN PARTIAL PRESTRESSING RATIO (PPR)

$$PPR = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_s}$$

$$PPR = \frac{3293,6 \times 1632,37}{3293,6 \times 1632,37 + 2454,3 \times 400} = 84,5\%$$

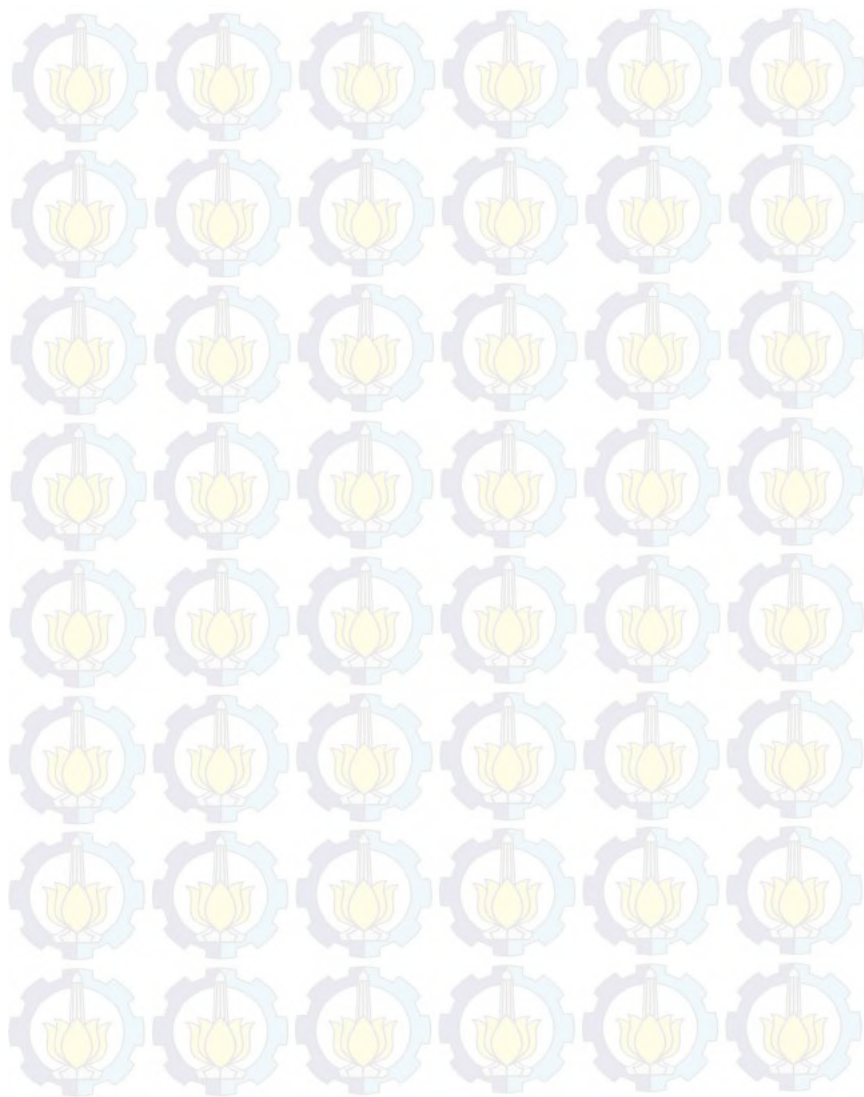
atau

$$PPR = \frac{\text{momen batas (prategang)}}{\text{momen batas total (prategang dan tulangan)}}$$

$$PPR = \frac{418478,12}{418478,12 + 76413} = 84,5\%$$

Presentase nilai PPR = 84,5% > 60% (syarat minimum nilai PPR).

“halaman ini sengaja dikosongkan”



BAB VIII - B

STUDI STRUKTUR UTAMA PRATEGANG MENGUNAKAN SNI 2847:2013 (KELAS T)

8.18 PENENTUAN GAYA PRATEGANG

8.18.1 Mencari Gaya Prategang Awal (F_o)

Tanda minus (-) adalah tekan, tanda plus (+) adalah tarik
Tegangan pada beton yang diijinkan

- Pada saat transfer

Tarik ijin = 2,97 MPa

Tekan ijin = -21,12 MPa

- Pada saat beban layan

Tarik ijin = sesuai kelas U, T, C

Tekan ijin = -18 MPa

Digunakan decking (selimut beton) = 100 mm = 10 cm

Eksentrisitas pada tumpuan (e) = 178,61 mm (di atas cgc)

Eksentrisitas tengah bentang (e) = $y_b - d' = 52,139 - 10$
= 42,139 cm = 421,39 mm

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = -125467,83 kgm

Momen lapangan = 111268,17 kgm

Momen tumpuan kanan = -125467,83 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$2,97 \geq -\frac{F_o}{765200} + \frac{F_o \times 421,39}{156263550} - \frac{1112681700}{156263550}$$

$$F_o = 7260 \text{ kN}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$-21,12 \leq -\frac{F_o}{765200} - \frac{F_o \times 421,39}{143442150} + \frac{1112681700}{143442150}$$

$$F_o = 6803 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-18 \leq -\frac{F}{765200} + \frac{F \times 421,39}{156263550} - \frac{1620628300}{156263550}$$

F = 5489 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

$$F_o = 6861 \text{ kN}$$

- Serat bawah (asumsi kelas T)

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$3,93 \geq -\frac{F}{765200} - \frac{F \times 421,39}{143442150} + \frac{1620628300}{143442150}$$

F = 1736 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

Fo = 2170 kN

Setelah Dilakukan coba-coba dengan memasukkan masing-masing Fo dan F pada semua kondisi, maka Fo yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan sehingga menghasilkan kelas T adalah **Fo = 2170 kN**

8.19 PENENTUAN TENDON YANG DIGUNAKAN

Gunakan tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ MPa (strand stress-relieved).

$$f_{p_{max}} = 0,74 \times 1860 = 1376,4 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan ialah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p_{max}}} = \frac{2170000}{1376,4} = 1576,58 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tendon unit : 5-19

Jumlah strand : 15

Minimum breaking load : 2760 kN

Diameter strand : 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi 12,7^2 \times 15 = 1900,15 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena

$$A_{pakai} > A_{perlu} \text{(OK)}$$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{2170000}{1900,15} = 1142,02 \text{ MPa}$$

8.20 PERHITUNGAN KEHILANGAN GAYA PRATEGANG

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

a. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

1. Kehilangan akibat slip anker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengangkuran/slip anker terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke anker.

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran.

Cek apakah kehilangan prategang akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$g = 2,5 \text{ mm}$

$f_{pakai} = 1142,02 \text{ MPa}$

$\mu = 0,25$ (wire strand tendon)

$K = 0,0066$ (wire strand tendon)

$f = 421,39 + 178,61 = 600 \text{ mm}$

$\alpha =$ sudut kelengkungan tendon ($8f/L$) = 0,2

$L = 24 \text{ m}$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 257,52 \text{ mm} = 0,257 \text{ m}$.

Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke

tumpuan kantilever $x < 12$ m, maka kehilangan akibat pengangkuruan tidak mempengaruhi.

2. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

3. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan prategang diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja prategang saat proses pemberian gaya prategang. Kehilangan prategang akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 2170 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$\mu = 0,25$ (*wire strand tendon*)

$K = 0,0066$ (*wire strand tendon*)

α = sudut kelengkungan tendon ($8y/L$) = $0,2$

$L = 24$ m

Nilai $F_{pf} = 1761,78$ kN

$$\Delta F_{pf} = 2170 - 1761,78 = 408,22 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{408,22}{1900,15} = 0,21 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{0,21}{1142,02} = 9,4 \%$$

4. Kehilangan akibat kekangan kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan

oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya prategang yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen komulatif yang terjadi pada dasar kolom lantai dasar, maka pada saat jacking, dasar kolom tiap lantai didesain dengan sendi, dalam realisasinya dilapangan menggunakan penampang lingkaran dan menggunakan pengekan spiral. Perubahan penampang yang signifikan pada dasar kolom, memperkecil kemampuan kolom untuk menahan momen yang terjadi akibat jacking

Dapat di hitung kahilangan yang terjadi akibat desain sendi ini. Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya prategang akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :



Gambar 8.25 Kehilangan Prategang akibat Kekangan Kolom

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan SAP, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut

$$M_B = 20840,26 \text{ kgm}$$

$$M_A = -20840,26 \text{ kgm}$$

$$\Delta P = \frac{(20840,26 + 20840,26)}{4.5} \times 10 = 92623,38 \text{ N}$$

$$\Delta f_p = \frac{92623,38}{1900,15} = 48,75 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat kekangan kolom ialah :

$$\Delta f_p = \frac{48,75}{1142,02} = 4,27 \%$$

- b. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkai :

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

Dimana :

$$K_{cr} = 2 \text{ untuk metode pra-tarik}$$

$$= 1 \text{ untuk metode pasca-tarik}$$

$f_{c_{ds}}$ = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{2170000}{765200} + \frac{2170000 \times 421,39}{143442150} \right) \times \frac{421,39}{440} = 8,82 \text{ MPa}$$

$$f_{c_{ds}} = \left(\frac{1112681700}{143442150} \right) \times \frac{421,39}{440} = 7,43 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 9,35 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkaiak ialah :

$$\Delta f_{cr} = \frac{9,35}{1142,02} = 0,82 \%$$

2. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut :

$$SH = (8,2 \times 10^{-n}) K_{SH} \cdot E_s [1 - 0,0236(v/s)] \cdot [100 - RH]$$

$$RH = 80\% \text{ (untuk kota Surabaya)}$$

$$K_{sh} = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

$$v/s = \frac{\text{luas penampang beton}}{\text{keliling penampang beton}} = \frac{765200}{5220} = 14,66 \text{ cm}$$

$$n = 6$$

$$SH = 16,52 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{16,52}{1142,02} = 1,45 \%$$

3. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] * C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$K_{re} = 138 \text{ MPa}$ (*strand stress relieved*)

$J = 0,15$

$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1142,02}{1860} = 0,614$, sehingga diambil nilai C ialah sebagai berikut

$C = 0,53$

$RE = [138 - 0,15(16,52 + 9,35 + 0)] \times 0,53 = 134,12 \text{ MPa}$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{134,12}{1142,02} = 7,67 \%$$

Total kehilangan prategang ialah

$$9,4 + 4,27 + 0,82 + 1,45 + 7,67 = 23,61 \%$$

c. Kontrol gaya prategang setelah kehilangan

Besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebesar berikut :

$$F = \frac{100 - 23,61}{100} \times 2170 = 1658 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

• Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-18 \leq -\frac{1658000}{765200} + \frac{1658000 \times 421,39}{156263550} - \frac{1620628300}{156263550}$$

$$-18 \leq -8,07 \text{ (OK)}$$

- Serat bawah

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b} \\ &= -\frac{1658000}{765200} - \frac{1658000 \times 421,39}{143442150} + \frac{1620628300}{143442150} \\ &= 4,26\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kelas T} &= 0,62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c} \\ &= 0,62\sqrt{40} < ft \leq \sqrt{40} \\ &= 3,92 < 4,26 \leq 6,32 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

- Serat atas

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t} \\ &= -\frac{1658000}{765200} - \frac{1658000 \times 178,61}{156263550} + \frac{1826731700}{156263550} \\ &= 7,63\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kelas C} &= ft > \sqrt{f'_c} \\ &= ft > \sqrt{40} \\ &= 7,63 > 6,32 \text{ MPa}\end{aligned}$$

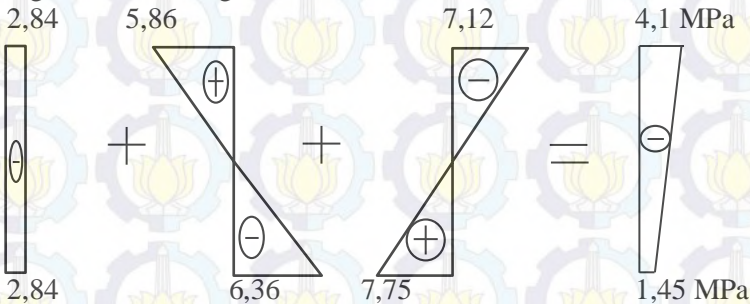
- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

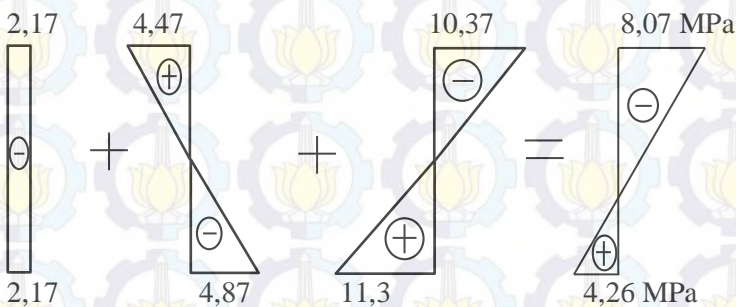
$$-18 \leq -\frac{1658000}{765200} + \frac{1658000 \times 178,61}{143442150} - \frac{1826731700}{143442150}$$

$$-18 \leq -12,84 \text{ (OK)}$$

Tegangan yang terjadi (dalam satuan MPa) tersebut dapat digambarkan sebagai berikut :



Gambar 8.26 Diagram Tegangan Tengah Bentang Sebelum Kehilangan Prategang / Saat Transfer



Gambar 8.27 Diagram Tegangan Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang

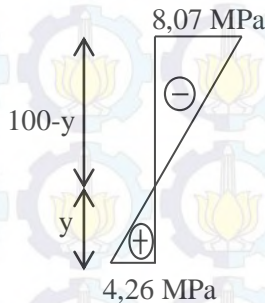
Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5 yaitu

(a) Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari **3,5 MPa dan $f'c/10$** .

$$f'c/10 = 40/10 = 4 \text{ MPa}$$

Yang diambil adalah 3,5 MPa

f_{pc} = tegangan tekan beton (setelah semua kehilangan prategang terjadi) di titik berat penampang yang menahan beban terapan luar atau di pertemuan badan (web) dan sayap (flange) bila pusat terletak dalam sayap (flange), MPa. (Dalam komponen struktur komposit), f_{pc} adalah tegangan tekan resultan di pusat penampang komposit, atau di pertemuan badan (web) dan sayap (flange) bila pusat terletak dalam sayap (flange), akibat baik prategang maupun momen yang ditahan oleh komponen struktur pracetak yang bekerja sendirian)



Gambar 8.28 Diagram Tegangan yang terjadi di Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang

$$\frac{y}{4,26} = \frac{100 - y}{8,07}$$

$$y = 34,55 \text{ cm}$$

$$\frac{52,139 - 34,55}{100 - 34,55} = \frac{f_{pc}}{8,07}$$

$$f_{pc} = 2,17 \text{ MPa} < 3,5 \text{ MPa (OK)}$$

Kontrol tegangan tekan di cgc pada kelas T memenuhi persyaratan 3,5 MPa karena gaya prategang awal (F_o) yang kecil menghasilkan tegangan tekan kecil (dilihat dari persamaannya yaitu $-\frac{F}{A}$ dan $-\frac{F \times e}{W_b}$).

8.21 KONTROL LENDUTAN

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

8.21.1 Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk ke atas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke atas (chambre)

$$P_o = \frac{8x F_o x f}{L^2} = \frac{8x 2170000 x 600}{24000^2} = 18,08 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} x \frac{P_o \cdot L^4}{E_c x I} = \frac{5}{384} x \frac{18,08 x 24000^4}{29725,41 x 74789300000} = 35,13 \text{ mm (}\uparrow\text{)}$$

2. Lendutan akibat momen yang bekerja pada portal

Dalam perhitungan lendutan pada portal akibat berat sendiri balok prategang, pelat, dan beban hidup, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal, bukan lendutan balok di atas dua tumpuan.

Perumusan yang digunakan dalam perhitungan lendutan balok prategang dalam portal ialah sebagai berikut

$$\Delta l_{ql} = \frac{5}{48} x \frac{L^2}{E_c x I} (Mu_{lap} - 0,1(Mu_{tum1} + Mu_{tum2}))$$

Hasil perhitungan momen lapangan dan tumpuan yang diperoleh dari software SAP ialah sebagai berikut :

M_u lapangan : 111268,17 kgm = 1112681700 Nmm

M_u tumpuan 1 : -125467,83 kgm = -1254678300 Nmm

M_u tumpuan 2 : -125467,83 kgm = -1254678300 Nmm

Nilai lendutan yang diperoleh akibat kombinasi beban ialah sebagai berikut

$$\begin{aligned} \Delta l_{ql} &= \frac{5}{48} x \frac{24000^2}{29725,41 x 74789300000} x (1112681700 \\ &\quad - 0,1(1254678300 + 1254678300)) \\ &= 23,26 \text{ mm (} \blacktriangledown \text{)} \end{aligned}$$

3. Lendutan akibat berat sendiri

$q_o = 15,6 \text{ N/mm}$

$$\begin{aligned} \Delta l_{qo} &= \frac{5}{384} x \frac{q_o \cdot L^4}{E_c x I} = \frac{5}{384} x \frac{15,6 x 24000^4}{29725,41 x 74789300000} \\ &= 30,31 \text{ mm (} \blacktriangledown \text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah total lendutan} &= 23,26 + 30,31 - 35,13 \text{ mm} \\ &= 18,44 \text{ mm (} \blacktriangledown \text{)} \end{aligned}$$

Lendutan ijin : (SNI 2847:2013 tabel 9.5.b)

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{24000}{480} = 50 \text{ mm}$$

$$f < f_{ijin}$$

$$18,44 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \text{(OK)}$$

8.21.2 Lendutan saat beban bekerja

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre)

$$P_o = \frac{8xFxf}{L^2} = \frac{8 \times 1658000 \times 600}{24000^2} = 13,82 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \cdot L^4}{E_c \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{13,82 \times 24000^4}{29725,41 \times 74789300000}$$

$$= 26,85 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat momen yang bekerja pada portal

Dalam perhitungan lendutan pada portal akibat berat sendiri balok prategang, pelat, dan beban hidup, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal, bukan lendutan balok di atas dua tumpuan. Perumusan yang digunakan dalam perhitungan lendutan balok prategang dalam portal ialah sebagai berikut

$$\Delta l_{ql} = \frac{5}{48} \times \frac{L^2}{E_c \times I} (Mu_{lap} - 0,1(Mu_{tum1} + Mu_{tum2}))$$

Hasil perhitungan momen lapangan dan tumpuan yang diperoleh dari software SAP ialah sebagai berikut :

$$M_u \text{ lapangan} : 162062,83 \text{ kgm} = 1620628300 \text{ Nmm}$$

M_u tumpuan 1 : $-182673,17 \text{ kgm} = -1826731700 \text{ Nmm}$

M_u tumpuan 2 : $-182673,17 \text{ kgm} = -1826731700 \text{ Nmm}$

Nilai lendutan yang diperoleh akibat kombinasi beban ialah sebagai berikut

$$\begin{aligned}\Delta l_{ql} &= \frac{5}{48} \times \frac{24000^2}{29725,41 \times 74789300000} \times (1620628300 \\ &\quad - 0,1(1826731700 + 1826731700)) \\ &= 33,88 \text{ mm (▼)}\end{aligned}$$

3. Lendutan akibat berat sendiri

$q_o = 15,6 \text{ N/mm}$

$$\begin{aligned}\Delta l_{qo} &= \frac{5}{384} \times \frac{q_o \cdot L^4}{E_c \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{15,6 \times 24000^4}{29725,41 \times 74789300000} \\ &= 30,31 \text{ mm (▼)}\end{aligned}$$

Jumlah total lendutan = $33,88 + 30,31 - 26,85 \text{ mm}$

$$= 37,34 \text{ mm (▼)}$$

Lendutan ijin : (SNI 2847:2013 tabel 9.5.b)

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{24000}{480} = 50 \text{ mm}$$

$$f < f_{ijin}$$

$$37,34 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \text{(OK)}$$

Sehingga dengan kontrol lendutan maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

8.22 KONTROL MOMEN NOMINAL

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok manakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 18.7

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 1900,15 \text{ mm}^2$$

$$d = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$b = 650 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,764$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,764} 0,17 \right\} = 1632,37 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 1900,15 \times 1632,37 = 3101747,856 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = \frac{3101747,856}{0,85 \cdot 40 \cdot 650} = 140,35 \text{ mm}$$

$$M_n = 3101747,856 (900 - 140,35/2) = 2573907914 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 257390,79 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 257390,79 \geq 214793,27 \text{ kgm}$$

$$231651,71 \text{ kgm} \geq 214793,27 \text{ kgm} \dots (\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

8.23 KONTROL MOMEN RETAK

Perhitungan kuat ultimate dari beton prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62 \lambda \sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_u > 1.2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.8$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik) :

$$F = 1658 \text{ kN}$$

$$K_t = 187,46 \text{ mm}$$

$$e = 421,39 \text{ mm}$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$M_1 = F(e + K_t)$$

$$= 1658000(421,39 + 187,46) = 1009473300 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = f_r \times W_b$$

$$= 3,92 \times 143442150$$

$$= 562293228 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = 1571766528 \text{ Nmm} = 157176,65 \text{ kgm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\phi M_u > 1.2 M_{cr}$$

$$0,9 \times 257390,79 > 1,2 \times 157176,65$$

231651,71 kgm > 188611,98 kgm(OK)

Sehingga dengan kontrol momen retak maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

8.24 DAERAH LIMIT KABEL

Tegangan tarik pada serat beton yang terjauh dari garis netral akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan oleh peraturan yang ada, seperti pada SNI 2847:2013.

Oleh karena itu perlu ditentukan daerah batas pada penampang beton, dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada serat beton.

Mencari jari-jari inersia :

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{74789300000}{765200}} = 312,63 \text{ mm}$$

Batas paling bawah letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton ialah :

$$k_b = \frac{Wt}{A} = \frac{156263550}{765200} = 204,21 \text{ mm}$$

Batas paling atas letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton ialah :

$$k_t = \frac{Wb}{A} = \frac{143442150}{765200} = 187,46 \text{ mm}$$

Mencari nilai daerah limit kabel

$$a_1 = \frac{M_t}{F} = \frac{162062,83}{165800} = 0,977 \text{ m} = 977 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{M_G}{F_o} = \frac{111268,17}{217000} = 0,512 \text{ m} = 512 \text{ mm}$$

8.25 PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN LUNAK

Tabel 8.4 Hasil Output Momen akibat Berbagai Kombinasi

Kombinasi	Lokasi	Momen (kgm)
1,4D	Tumpuan kiri	-175654,96
	Lapangan	155775,44
	Tumpuan kanan	-175654,96
1,2D+1,6L	Tumpuan kiri	-242089,93
	Lapangan	214793,27
	Tumpuan kanan	-242089,93
1,2D+1L±1Ex±0,3Ey	Tumpuan kiri	-218266,36
	Lapangan	184316,47
	Tumpuan kanan	-218266,36
1,2D+1L±0,3Ex±1Ey	Tumpuan kiri	-242765,25
	Lapangan	184316,47
	Tumpuan kanan	-242765,25
0,9D±1Ex±0,3Ey	Tumpuan kiri	-123420,68
	Lapangan	100141,35
	Tumpuan kanan	-123420,68
0,9D±0,3Ex±1Ey	Tumpuan kiri	-147919,57
	Lapangan	100141,35
	Tumpuan kanan	-147919,57

Perencanaan kebutuhan tulangan lunak didasarkan pada gaya gempa yang terjadi. Besarnya gaya gempa yang terjadi diperoleh dari analisa *software* SAP 2000 v14 akibat 1.2D+1L±0.3Ex±1Ey

Momen tumpuan kiri (1.2D+1L±0.3Ex±1Ey)= -242765,25 kgm

Momen tumpuan kiri (1.2D+1L) = -207766,73 kgm -
-34998,52 kgm

Momen negatif maksimum (M_u) : **-34998,52 kgm**
 Momen positif maksimum (M_u) : **-34998,52 kgm**
 M_n (75% dari M_u) = $0,75 \times M_u / 0,9 =$ **29165,43 kgm**

8.25.1 Kontrol Momen Nominal Tendon

$M_n \text{ total} = M_u / 0,9 = 242765,25 / 0,9 = 269739,17 \text{ kgm}$

M_n tendon hanya boleh sebesar $\frac{1}{4}$ (25%) dari $M_n \text{ total}$.

$M_n \text{ tendon} = 0,25 \times 269739,17 = 67434,79 \text{ kgm}$

Dari perhitungan sebelumnya di bagian momen nominal didapatkan $\phi M_n = 231651,71 \text{ kgm}$

Seharusnya $\phi M_n > M_n \text{ tendon}$

$231651,71 \text{ kgm} > 67434,79 \text{ kgm}$ (OK)

8.25.2 Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mutu baja : 400 MPa
- Dimensi balok : 65/100 cm
- Panjang balok : 24 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 12 mm
- Selimut beton : 50 mm
- $d = 1000 - 50 - 12 - 25/2 = 925,5 \text{ mm}$

Perhitungan rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0,00395$$

Jadi dipakai $\rho_{\min} = 0,00395$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 ps 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f_c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0,764$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2}$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7)

Menentukan rasio tulangan yang perlu

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m x R_n}{f_y}} \right)$$

Dimana :

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$A_s = \rho x b x d$$

Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{1/4 \times \pi \times \phi^2}$$

$$\text{Jarak, tulangan} = \frac{b - n \times \phi L - 2d' - 2\phi S}{n - 1} > 25 \text{ mm}$$

Perhitungan lebih lanjut dari penulangan balok seperti, Hasil Momen Ultimate, Momen Nominal, hasil perhitungan R_n , rasio tulangan, luas tulangan perlu, jumlah tulangan pakai dan jarak tulangannya dapat dilihat pada tabel 8.5

8.25.3 Penulangan Lentur Lunak Untuk Gempa

Momen negatif maksimum : -26248,87 kgm

Tabel 8.5 Perhitungan Jumlah Tulangan

bentang	lokasi	Mu	Mn perlu = (Mu/0,9) $\times \frac{3}{4}(75\%)$	Rn	ρ_{perlu}	ρ_{pakai}	AS PER LU	TUL PERL U	TUL PAS ANG	JARAK TUL		jumlah
m		Kgm	Kgm	N/m m			mm ²			mm		lapis
24	tumpuan	34998,52	29165,4	0,52	0,00132	0,00395	2376	4,85	5	105,2	100	1
24		34998,52	29165,4	0,52	0,00132	0,00395	2376	4,85	5	105,2	100	1
24	tumpuan	34998,52	29165,4	0,52	0,00132	0,00395	2376	4,85	5	105,2	100	1
24		34998,52	29165,4	0,52	0,00132	0,00395	2376	4,85	5	105,2	100	1

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f_c' x b} = \frac{2454 x 400}{0,85 x 40 x 650} = 44,4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{44,4}{0,764} = 58,116 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{58,116}{925,5} = 0,063$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \times (d/c - 1) = 0,003 \times [(925,5/58,116) - 1] = 0,04478$$

Kondisi TENSION karena $\varepsilon_t > 0,005$, sehingga nilai $\phi = 0,9$

Tabel 8.6 Perhitungan Momen Probable

bentang	posisi		tulangan	D	As	a	Mpr
m			n	mm	mm ²	mm	kgm
24	Gempa kanan	+	5	25	2454	55,52	110172,33
		-	5	25	2454	55,52	110172,33
	Gempa kiri	+	5	25	2454	55,52	110172,33
		-	5	25	2454	55,52	110172,33

Beban terbagi rata pada pelat atap (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati : 387 kg/m²

Beban hidup : 100 kg/m²

Beban Balok : 2400x0,65x1 = 1560 kg/m

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

= (1,2D + 1L) x lebar bentang

= (1,2x387 + 1x100)x6 + 1560

= 4946,4 kg/m

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja.

Analisa terhadap Gempa :

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2}$$

$$= \frac{110172,33 + 110172,33}{24 - 0,75} - \frac{4946,4 \times (24 - 0,75)}{2} =$$

$$-48024,71 \text{ kg}$$

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2}$$

$$= \frac{110172,33 + 110172,33}{24 - 0,75} + \frac{4946,4 \times (24 - 0,75)}{2}$$

$$= 66979,1 \text{ kg}$$

Catatan: 0,75 adalah lebar kolom preliminary dalam satuan meter

Pemasangan Tulangan Geser

a Pemasangan Senggang Balok di Daerah Sendi Plastis (Tumpuan) :

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila :

1. Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi ($1.2D+1L$)

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = \frac{110172,33 + 110172,33}{24 - 0,75} = 9477,2 \text{ kg} > 0,5 \times 65347 = 32673,5 \text{ kg (OK)}$$

2. Gaya aksial tekan $< 0,2 \times A_g \times f'_c = 0,2 \times (650 \times 1000) \times 40 = 5200000 \text{ N} = 520000 \text{ kg}$

Karena gaya aksial pada balok sangat kecil maka syarat ke-2 memenuhi (OK)

dengan demikian maka

$$V_s = V_{ekn}/\phi - V_c$$

$$V_c = 1/6 \times (f'_c)^{0,5} \times b \times d = 63411,57 \text{ kg}$$

$$V_s = 65347/0,75 - 63411,57 = 23717,76 \text{ kg} = 237177,6 \text{ N}$$

Direncanakan sengkang 3 kaki $\phi 12$

$$A_v = 3 \times 1/4 \times \pi \times 12^2 = 339,29 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s = 529 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013, Pasal. 21.5.3.2:

1. $d/4 = 231 \text{ mm}$
2. $8 \times \text{Dutama} = 200 \text{ mm}$
3. $24 \times \text{Dsengkang} = 288 \text{ mm}$
4. 300 mm

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu $= 200 \text{ mm}$. Untuk kemudahan pemasangan di lapangan, digunakan jarak $= 200 \text{ mm}$.

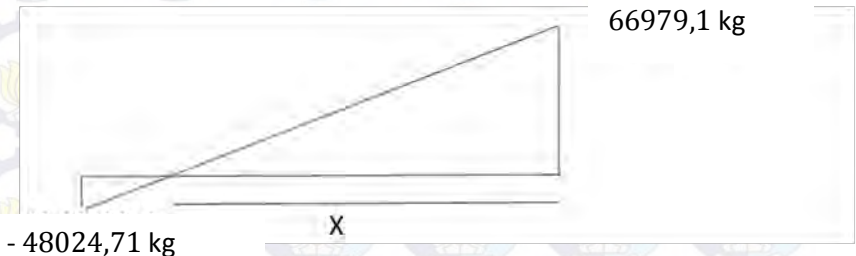
Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 1000 = 2000 \text{ mm}$ dari muka kolom

Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Kontrol kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih besar dari $V_s \text{ max}$.

$$V_{smax} = 0.66\sqrt{f_c'}x_bwx_d = 251109 \text{ kg} > V_s = 23717,76 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

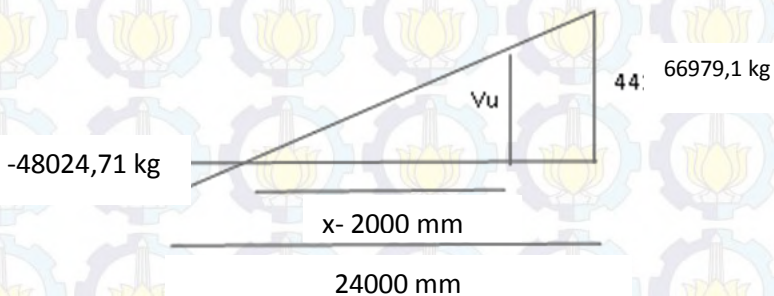
b Pemasangan Senggang di Luar Daerah Sendi Plastis



Dengan perbandingan segitiga, didapat

$$\frac{x}{24 - x} = \frac{66979,1}{48024,71}$$

$$x = 13,97 \text{ m}$$



Gaya geser rencana diluar 2h dari muka kolom (diluar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{13970-2000}{13970} = \frac{Vu}{66979,1}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan
 $V_u = 57390,1 \text{ kg}$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{57390,1}{0.75} - 63411,57 = 13108,56 \text{ kg}$$

Digunakan sengkang 4 $\phi 12 \text{ mm}$, maka $A_v =$

$$A_v = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 452,39 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_{yxd}}{V_s} = 1277 \text{ mm}$$

Syarat sengkang tidak boleh melebihi $d/2 = 463 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu $s = 400 \text{ mm}$

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil jarak sengkang diluar sendi plastis = 400 mm .

Resume perhitungan penulangan geser :

Tumpuan : 3 $\phi 12 - 200$

Lapangan : 3 $\phi 12 - 400$

Resume Perhitungan Penulangan Balok Prategang :

Tulangan Lentur

Tumpuan atas = 5 D 25

Tumpuan bawah = 3 D 25

Lapangan atas = 3 D 25

Lapangan bawah = 5 D 25

Tulangan Geser

Tumpuan = 3 $\phi 12 - 200$

Lapangan = 3 $\phi 12 - 400$

Tulangan Torsi

2 buah di sisi kanan dan 2 buah di sisi kiri (D 25)

8.26 KONTROL MOMEN NOMINAL PADA PENAMPANG SECARA KESELURUHAN

Kontrol momen nominal yang dilakukan dimaksudkan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja prategang yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja memenuhi kontrol momen.

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa.. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C' = T$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tendon prategang

Dari perhitungan sebelumnya, didapat besarnya nilai nominal akibat tendon prategang yaitu

$$M_n = 257390,79 \text{ kgm}$$

$$a = 140,35 \text{ mm}$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tulangan tumpuan atas

Dipakai tulangan lentur 5 D 25

$$A_s = 2454,3 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$d = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 2454,3 \cdot 400 \cdot (900 - 140,35/2) = 814655799 \text{ Nmm}$$

$$= 81465,57 \text{ kgm}$$

$$M_n = \text{kuat lentur nominal (Nmm)}$$

$$A_s = \text{luas tulangan tarik (mm}^2\text{)}$$

$$f_y = \text{tegangan leleh baja (MPa)}$$

$$\begin{aligned}
 f_c' &= \text{kuat tekan beton yang disyaratkan (MPa)} \\
 a &= \text{tinggi blok tegangan persegi ekuivalen} \\
 M_n \text{ total} &= 257390,79 + 81465,57 = 338856,36 \text{ kgm} \\
 \phi M_n &\geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0,9. \text{ Nilai } M_u \text{ yang diambil ialah kombinasi antara beban hidup dan mati, ditambah dengan analisa beban gempa maksimum yang terjadi.} \\
 0,9 \times 338856,36 \text{ kgm} &> 214793,27 \text{ kgm} \\
 304970,72 \text{ kgm} &> 214793,27 \text{ kgm} \dots (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, maka hasil perhitungan beton prategang secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

8.27 PENGANGKURAN UJUNG

Balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya prategang dengan sistem pasca tarik.

Penulangan pengekanan di seluruh pengankuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengankuran global sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps.18.13.3.2

mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya prategang awal yang diberikan ialah sebagai berikut :

$$F_o = 2170000 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \cdot 2170000 = 2604000 \text{ N}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

a = 265 mm (angkur dengan strand 5-19, VSL tabel)

e = 180 mm (eksentrisitas pada tumpuan)

h = 1000 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 2604000 \left(1 - \frac{265}{1000}\right) = 478485 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(1000 - 2 \times 180) = 320 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{478485}{400} = 1196,21 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 4 $\phi 12$ ($A_v = 452,39 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{1196,21}{452,39} = 3,5 \approx 4 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{320}{4} = 80 \text{ mm, diambil } 80 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 4 $\phi 12$, dengan nilai s = 80 mm

8.28 PERHITUNGAN PARTIAL PRESTRESSING RATIO (PPR)

$$PPR = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_s}$$

$$PPR = \frac{1900,15 \times 1632,37}{1900,15 \times 1632,37 + 2454,3 \times 400} = 75,9\%$$

atau

$$PPR = \frac{\text{momen batas (prategang)}}{\text{momen batas total (prategang dan tulangan)}}$$

$$PPR = \frac{257390,79}{257390,79 + 81465,57} = 75,9\%$$

Presentase nilai PPR = 75,9% > 60% (syarat minimum nilai PPR).

BAB VIII - C

STUDI STRUKTUR UTAMA PRATEGANG MENGUNAKAN SNI 2847:2013 (KELAS C)

8.29 PENENTUAN GAYA PRATEGANG

8.29.1 Mencari Gaya Prategang Awal (F_o)

Tanda minus (-) adalah tekan, tanda plus (+) adalah tarik
Tegangan pada beton yang diijinkan

- Pada saat transfer

Tarik ijin = 2,97 MPa

Tekan ijin = -21,12 MPa

- Pada saat beban layan

Tarik ijin = sesuai kelas U, T, C

Tekan ijin = -18 MPa

Digunakan decking (selimut beton) = 100 mm = 10 cm

Eksentrisitas pada tumpuan (e) = 178,61 mm (di atas cgc)

Eksentrisitas tengah bentang (e) = $y_b - d' = 52,139 - 10$
= 42,139 cm = 421,39 mm

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = -125467,83 kgm

Momen lapangan = 111268,17 kgm

Momen tumpuan kanan = -125467,83 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$2,97 \geq -\frac{F_o}{765200} + \frac{F_o \times 421,39}{156263550} - \frac{1112681700}{156263550}$$

$$F_o = 7260 \text{ kN}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$-21,12 \leq -\frac{F_o}{765200} - \frac{F_o \times 421,39}{143442150} + \frac{1112681700}{143442150}$$

$$F_o = 6803 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

- Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-18 \leq -\frac{F}{765200} + \frac{F \times 421,39}{156263550} - \frac{1620628300}{156263550}$$

F = 5489 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

$$F_o = 6861 \text{ kN}$$

- Serat bawah (asumsi kelas C)

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$6,33 \geq -\frac{F}{765200} - \frac{F \times 421,39}{143442150} + \frac{1620628300}{143442150}$$

F = 1175 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

Fo = 1463 kN

Setelah Dilakukan coba-coba dengan memasukkan masing-masing Fo dan F pada semua kondisi, maka Fo yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan sehingga menghasilkan kelas C adalah **Fo = 1463 kN**

8.30 PENENTUAN TENDON YANG DIGUNAKAN

Gunakan tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ MPa (strand stress-relieved).

$$f_{p_{max}} = 0,74 \times 1860 = 1376,4 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan ialah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p_{max}}} = \frac{1463000}{1376,4} = 1062,92 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tendon unit : 5-19

Jumlah strand : 14

Minimum breaking load : 2580 kN

Diameter strand : 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi 12,7^2 \times 14 = 1773,48 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena $A_{pakai} > A_{pertu}$ (OK)

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{1463000}{1773,48} = 824,93 \text{ MPa}$$

8.31 PERHITUNGAN KEHILANGAN GAYA PRATEGANG

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

a. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

1. Kehilangan akibat slip anker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengangkuran/slip ankur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke ankur.

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran.

Cek apakah kehilangan prategang akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu_L^\alpha + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$g = 2,5 \text{ mm}$

$f_{pakai} = 1342,59 \text{ MPa}$

$\mu = 0,25$ (wire strand tendon)

$K = 0,0066$ (wire strand tendon)

$f = 421,39 + 178,61 = 600 \text{ mm}$

$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8f/L) = 0,2$

$L = 24 \text{ m}$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 303 \text{ mm} = 0,303 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 12 \text{ m}$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

2. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

3. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan prategang diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja prategang saat proses pemberian gaya prategang. Kehilangan prategang akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 1463 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$\mu = 0,25$ (*wire strand tendon*)

$K = 0,0066$ (*wire strand tendon*)

$\alpha =$ sudut kelengkungan tendon ($8y/L$) $= 0,2$

$L = 24 \text{ m}$

Nilai $F_{pf} = 1187,78 \text{ kN}$

$$\Delta F_{pf} = 1463 - 1187,78 = 275,22 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{275220}{1773,48} = 155,18 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{155,18}{824,93} = 9,4 \%$$

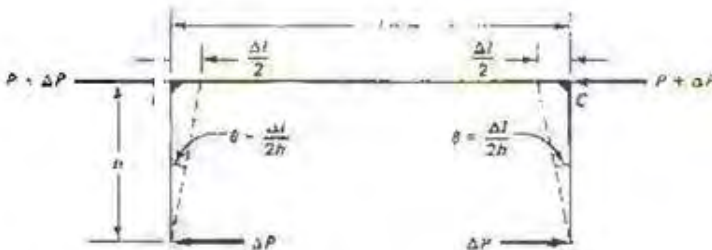
4. Kehilangan akibat kekangan kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya prategang yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen kumulatif yang terjadi pada dasar kolom lantai dasar, maka pada saat jacking, dasar kolom tiap lantai didesain dengan sendi, dalam realisasinya dilapangan menggunakan penampang lingkaran dan menggunakan pengekan spiral. Perubahan penampang yang signifikan pada dasar kolom, memperkecil kemampuan kolom untuk menahan momen yang terjadi akibat jacking

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya prategang akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :



Gambar 8.29 Kehilangan Prategang akibat Kekangan Kolom

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan SAP, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut

$$M_B = 11767,35 \text{ kgm}$$

$$M_A = -11767,35 \text{ kgm}$$

$$\Delta P = \frac{(11767,35 + 11767,35)}{4,5} \times 10 = 52299,33 \text{ N}$$

$$\Delta f_p = \frac{52299,33}{1773,48} = 29,49 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat kekangan kolom ialah :

$$\Delta f_p = \frac{29,49}{824,93} = 3,57 \%$$

- b. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkai:

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{ci} - f_{cds}]$$

Dimana :

$K_{cr} = 2$ untuk metode pra-tarik

$= 1$ untuk metode pasca-tarik

f_{cds} = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{1463000}{765200} + \frac{1463000 \times 421,39}{143442150} \right) \times \frac{421,39}{440} = 5,95 \text{ MPa}$$

$$f_{c_{ds}} = \left(\frac{1112681700}{143442150} \right) \times \frac{421,39}{440} = 7,43 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 9,96 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkai ialah :

$$\Delta f_{cr} = \frac{9,96}{824,93} = 1,2 \%$$

2. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut :

$$SH = (8,2 \times 10^{-4}) K_{SH} \cdot E_s [1 - 0,0236(v/s)] \cdot [100 - RH]$$

$$RH = 80\% \text{ (untuk kota Surabaya)}$$

$$K_{sh} = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

$$v/s = \text{luas penampang beton} / \text{keliling penampang beton}$$

$$= \frac{765200}{5220} = 14,66 \text{ cm}$$

$$n = 6$$

$$SH = 16,52 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{16,52}{824,93} = 1,45 \%$$

3. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] * C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$K_{re} = 138 \text{ MPa (strand stress relieved)}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{824,93}{1860} = 0,44, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ ialah sebagai berikut}$$

$$C = 0,49$$

$$RE = [138 - 0,15(16,52 + 9,96 + 0)] \times 0,49 = 65,67 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{65,67}{824,93} = 8,12 \%$$

Total kehilangan prategang ialah

$$9,4 + 3,57 + 1,2 + 1,45 + 8,12 = 23,74 \%$$

c. Kontrol gaya prategang setelah kehilangan

Besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebesar berikut :

$$F = \frac{100 - 23,74}{100} \times 1463 = 1116 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

• Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-18 \leq -\frac{1116000}{765200} + \frac{1116000 \times 421,39}{156263550} - \frac{1620628300}{156263550}$$

$$-18 \leq -8,82 \text{ (OK)}$$

- Serat bawah

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b} \\ &= -\frac{1116000}{765200} - \frac{1116000 \times 421,39}{143442150} + \frac{1620628300}{143442150} \\ &= 6,56\end{aligned}$$

$$\text{Kelas C} = ft > \sqrt{f'_c}$$

$$= ft > \sqrt{40}$$

$$= 6,56 > 6,32 \text{ MPa}$$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

Ada output dari SAP dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -182673,17 kgm

Momen lapangan = 162062,83 kgm

Momen tumpuan kanan = -182673,17 kgm

- Serat atas

$$\begin{aligned}\sigma_t &= -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t} \\ &= -\frac{1116000}{765200} - \frac{1116000 \times 178,61}{156263550} + \frac{1826731700}{156263550} \\ &= 8,96\end{aligned}$$

$$\text{Kelas C} = ft > \sqrt{f'_c}$$

$$= ft > \sqrt{40}$$

$$= 8,96 > 6,32 \text{ MPa}$$

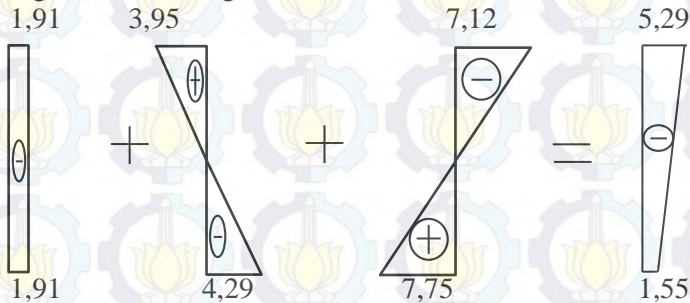
- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

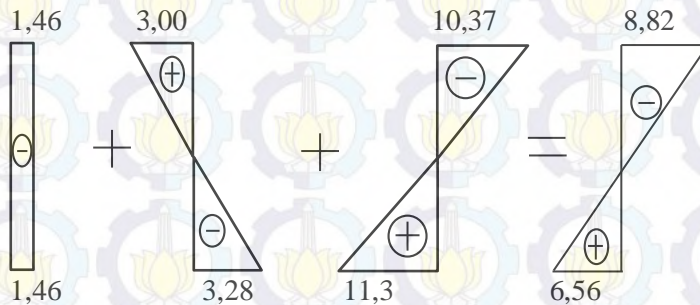
$$-18 \leq -\frac{1116000}{765200} + \frac{1116000 \times 178,61}{143442150} - \frac{1826731700}{143442150}$$

$$-18 \leq -12,8 \text{ (OK)}$$

Tegangan yang terjadi (dalam satuan MPa) tersebut dapat digambarkan sebagai berikut :



Gambar 8.30 Diagram Tegangan Tengah Bentang Sebelum Kehilangan Prategang / Saat Transfer



Gambar 8.31 Diagram Tegangan Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang

Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5 yaitu

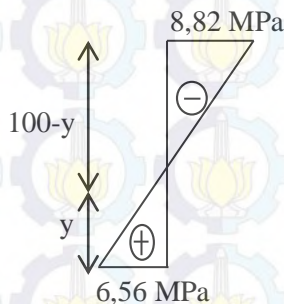
(a) Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang

dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari **3,5 MPa dan $f'c/10$** .

$$f'c/10 = 40/10 = 4 \text{ MPa}$$

Yang diambil adalah 3,5 MPa

f_{pc} = tegangan tekan beton (setelah semua kehilangan prategang terjadi) di titik berat penampang yang menahan beban terapan luar atau di pertemuan badan (web) dan sayap (flange) bila pusat terletak dalam sayap (flange), MPa. (Dalam komponen struktur komposit), f_{pc} adalah tegangan tekan resultan di pusat penampang komposit, atau di pertemuan badan (web) dan sayap (flange) bila pusat terletak dalam sayap (flange), akibat baik prategang maupun momen yang ditahan oleh komponen struktur pracetak yang bekerja sendirian)



Gambar 8.32 Diagram Tegangan yang terjadi di Tengah Bentang Setelah Kehilangan Prategang

$$\frac{y}{6,56} = \frac{100 - y}{8,82}$$

$$y = 42,65 \text{ cm}$$

$$\frac{52,139 - 42,65}{100 - 42,65} = \frac{f_{pc}}{8,82}$$

$$f_{pc} = 1,46 \text{ MPa} < 3,5 \text{ MPa (OK)}$$

Kontrol tegangan tekan di cgc pada kelas C memenuhi persyaratan 3,5 MPa karena gaya prategang awal (F_o) yang kecil menghasilkan tegangan tekan kecil (dilihat dari persamaannya yaitu $-\frac{F}{A}$ dan $-\frac{F \times e}{W_b}$).

8.32 KONTROL LENDUTAN

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

8.32.1 Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk ke atas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke atas (chambre)

$$P_o = \frac{8xF_o \times f}{L^2} = \frac{8 \times 1463000 \times 600}{24000^2} = 12,19 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \cdot L^4}{E_c \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{12,19 \times 24000^4}{29725,41 \times 74789300000}$$

$$= 23,69 \text{ mm (}\uparrow\text{)}$$

2. Lendutan akibat momen yang bekerja pada portal

Dalam perhitungan lendutan pada portal akibat berat sendiri balok prategang, pelat, dan beban hidup, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal, bukan lendutan balok di atas dua tumpuan. Perumusan yang digunakan dalam perhitungan lendutan balok prategang dalam portal ialah sebagai berikut

$$\Delta l_{ql} = \frac{5}{48} x \frac{L^2}{E_c x I} (Mu_{lap} - 0,1(Mu_{tum1} + Mu_{tum2}))$$

Hasil perhitungan momen lapangan dan tumpuan yang diperoleh dari software SAP ialah sebagai berikut :

M_u lapangan : 111268,17 kgm = 1112681700 Nmm

M_u tumpuan 1 : -125467,83 kgm = -1254678300 Nmm

M_u tumpuan 2 : -125467,83 kgm = -1254678300 Nmm

Nilai lendutan yang diperoleh akibat kombinasi beban ialah sebagai berikut

$$\begin{aligned} \Delta l_{ql} &= \frac{5}{48} x \frac{24000^2}{29725,41 x 74789300000} x (1112681700 \\ &\quad - 0,1(1254678300 + 1254678300)) \\ &= 23,26 \text{ mm (} \blacktriangledown \text{)} \end{aligned}$$

3. Lendutan akibat berat sendiri

$q_o = 15,6 \text{ N/mm}$

$$\begin{aligned} \Delta l_{qo} &= \frac{5}{384} x \frac{q_o \cdot L^4}{E_c x I} = \frac{5}{384} x \frac{15,6 x 24000^4}{29725,41 x 74789300000} \\ &= 30,31 \text{ mm (} \blacktriangledown \text{)} \end{aligned}$$

Jumlah total lendutan = 23,26 + 30,31 = 53,57 mm

= 29,88 mm (▼)

Lendutan ijin : (SNI 2847:2013 tabel 9.5.b)

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{24000}{480} = 50 \text{ mm}$$

$$f < f_{ijin}$$

29,88 mm < 50 mm(OK)

8.32.2 Lendutan saat beban bekerja

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre)

$$P_o = \frac{8x F x f}{L^2} = \frac{8x 1116000x 600}{24000^2} = 9,3 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} x \frac{P_o \cdot L^4}{E_c x I} = \frac{5}{384} x \frac{9,3 x 24000^4}{29725,41 x 74789300000}$$

$$= 18,07 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat momen yang bekerja pada portal

Dalam perhitungan lendutan pada portal akibat berat sendiri balok prategang, pelat, dan beban hidup, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal, bukan lendutan balok di atas dua tumpuan. Perumusan yang digunakan dalam perhitungan lendutan balok prategang dalam portal ialah sebagai berikut

$$\Delta l_{ql} = \frac{5}{48} x \frac{L^2}{E_c x I} (Mu_{lap} - 0,1(Mu_{tum1} + Mu_{tum2}))$$

Hasil perhitungan momen lapangan dan tumpuan yang diperoleh dari software SAP ialah sebagai berikut :

M_u lapangan : 162062,83 kgm = 1620628300 Nmm

M_u tumpuan 1 : -182673,17 kgm = -1826731700 Nmm

M_u tumpuan 2 : -182673,17 kgm = -1826731700 Nmm

Nilai lendutan yang diperoleh akibat kombinasi beban ialah sebagai berikut

$$\begin{aligned}\Delta l_{ql} &= \frac{5}{48} \times \frac{24000^2}{29725,41 \times 74789300000} \times (1620628300 \\ &\quad - 0,1(1826731700 + 1826731700)) \\ &= 33,88 \text{ mm (▼)}\end{aligned}$$

3. Lendutan akibat berat sendiri

$q_o = 15,6 \text{ N/mm}$

$$\begin{aligned}\Delta l_{qo} &= \frac{5}{384} \times \frac{q_o \cdot L^4}{E_c \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{15,6 \times 24000^4}{29725,41 \times 74789300000} \\ &= 30,31 \text{ mm (▼)}\end{aligned}$$

Jumlah total lendutan = $33,88 + 30,31 - 18,07 \text{ mm}$

$$= 46,12 \text{ mm (▼)}$$

Lendutan ijin : (SNI 2847:2013 tabel 9.5.b)

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{24000}{480} = 50 \text{ mm}$$

$$f < f_{ijin}$$

$$46,12 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \dots\dots(\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol lendutan maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

8.33 KONTROL MOMEN NOMINAL

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan

lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok manakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 18.7

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 1773,48 \text{ mm}^2$$

$$d = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$b = 650 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$\gamma'_p = 0,55$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,764$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma'_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,764} 0,17 \right\} = 1632,37 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 1773,48 \times 1632,37 = 2894975,548 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = \frac{2894975,548}{0,85 \cdot 40 \cdot 650} = 130,99 \text{ mm}$$

$$M_n = 2894975,548 (900 - 130,99/2) = 2415871569 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 241587,15 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 241587,15 \geq 214793,27 \text{ kgm}$$

$$217428,44 \text{ kgm} \geq 214793,27 \text{ kgm} \dots (\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

8.34 KONTROL MOMEN RETAK

Perhitungan kuat ultimate dari beton prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai

jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62 \lambda \sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_u > 1.2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.8$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik) :

$$F = 1116 \text{ kN}$$

$$K_t = 187,46 \text{ mm}$$

$$e = 421,39 \text{ mm}$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$M_1 = F(e + K_t)$$

$$= 1116000(421,39 + 187,46) = 679476600 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = f_r \times W_b$$

$$= 3,92 \times 143442150$$

$$= 562293228 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = 1241769828 \text{ Nmm} = 124176,98 \text{ kgm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\phi M_u > 1.2 M_{cr}$$

$$0,9 \times 241587,15 > 1,2 \times 124176,98$$

$$217428,44 \text{ kgm} > 149012,37 \text{ kgm} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen retak maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

8.35 DAERAH LIMIT KABEL

Tegangan tarik pada serat beton yang terjauh dari garis netral akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan oleh peraturan yang ada, seperti pada SNI 2847:2013.

Oleh karena itu perlu ditentukan daerah batas pada penampang beton, dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada serat beton.

Mencari jari-jari inersia :

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{74789300000}{765200}} = 312,63 \text{ mm}$$

Batas paling bawah letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton ialah :

$$k_b = \frac{Wt}{A} = \frac{156263550}{765200} = 204,21 \text{ mm}$$

Batas paling atas letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton ialah :

$$k_t = \frac{Wb}{A} = \frac{143442150}{765200} = 187,46 \text{ mm}$$

Mencari nilai daerah limit kabel

$$a_1 = \frac{M_t}{F} = \frac{162062,83}{111600} = 1,45 \text{ m} = 1450 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{M_G}{F_o} = \frac{111268,17}{146300} = 0,76 \text{ m} = 760 \text{ mm}$$

8.36 PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN LUNAK

Tabel 8.7 Hasil Output Momen akibat Berbagai Kombinasi

Kombinasi	Lokasi	Momen (kgm)
1,4D	Tumpuan kiri	-175654,96
	Lapangan	155775,44
	Tumpuan kanan	-175654,96
1,2D+1,6L	Tumpuan kiri	-242089,93
	Lapangan	214793,27
	Tumpuan kanan	-242089,93
1,2D+1L±1Ex±0,3Ey	Tumpuan kiri	-218266,36
	Lapangan	184316,47
	Tumpuan kanan	-218266,36
1,2D+1L±0,3Ex±1Ey	Tumpuan kiri	-242765,25
	Lapangan	184316,47
	Tumpuan kanan	-242765,25
0,9D±1Ex±0,3Ey	Tumpuan kiri	-123420,68
	Lapangan	100141,35
	Tumpuan kanan	-123420,68
0,9D±0,3Ex±1Ey	Tumpuan kiri	-147919,57
	Lapangan	100141,35
	Tumpuan kanan	-147919,57

Perencanaan kebutuhan tulangan lunak didasarkan pada gaya gempa yang terjadi. Besarnya gaya gempa yang terjadi diperoleh dari analisa *software* SAP 2000 v14 akibat 1.2D+1L±0.3Ex±1Ey

Momen tumpuan kiri (1.2D+1L±0.3Ex±1Ey)= -242765,25 kgm

Momen tumpuan kiri (1.2D+1L) = $\frac{-207766,73 \text{ kgm}}{-34998,52 \text{ kgm}}$

Momen negatif maksimum (Mu) : **-34998,52 kgm**

Momen positif maksimum (Mu) : **-34998,52 kgm**

Mn (75% dari Mu) = $0,75 \times Mu / 0,9 = \mathbf{29165,43 \text{ kgm}}$

8.36.1 Kontrol Momen Nominal Tendon

$$M_n \text{ total} = M_u / 0,9 = 242765,25 / 0,9 = 269739,17 \text{ kgm}$$

M_n tendon hanya boleh sebesar $\frac{1}{4}$ (25%) dari M_n total.

$$M_n \text{ tendon} = 0,25 \times 269739,17 = 67434,79 \text{ kgm}$$

Dari perhitungan sebelumnya di bagian momen nominal didapatkan $\phi M_n = 217428,44 \text{ kgm}$

Seharusnya $\phi M_n > M_n \text{ tendon}$

$$217428,44 \text{ kgm} > 67434,79 \text{ kgm (OK)}$$

8.36.2 Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Dimensi balok : 65/100 cm
- Panjang balok : 24 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 12 mm
- Selimut beton : 50 mm
- $d = 1000 - 50 - 12 - 25/2 = 925,5 \text{ mm}$

Perhitungan rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0,00395$$

Jadi dipakai $\rho_{\min} = 0,00395$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 ps 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0,764$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2}$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7)

Menentukan rasio tulangan yang perlu

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right)$$

Dimana :

$$\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$$

Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$A_s = \rho x b x d$$

Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{1/4 \times \pi \times \phi^2}$$

$$\text{Jarak, tulangan} = \frac{b - n \times \phi L - 2d' - 2\phi S}{n - 1} > 25\text{mm}$$

Perhitungan lebih lanjut dari penulangan balok seperti, Hasil Momen Ultimate, Momen Nominal, hasil perhitungan R_n , rasio tulangan, luas tulangan perlu, jumlah tulangan pakai dan jarak tulangannya dapat dilihat pada tabel 8.8

8.36.3 Penulangan Lentur Lunak Untuk Gempa

Momen negatif maksimum : **-26248,87 kgm**

Tabel 8.8 Perhitungan Jumlah Tulangan

bentang	lokasi	Mu	Mn perlu = (Mu/0,9) $\times \frac{3}{4}$ (75%)	Rn	ρ_{perlu}	ρ_{pakai}	AS PER LU	TUL PERL U	TUL PAS ANG	JARAK TUL		jumlah
m		Kgm	Kgm	N/m m			mm ²			mm		lapis
24	tumpuan	34998,52	29165,4	0,52	0,00132	0,00395	2376	4,85	5	105,2	100	1
24		34998,52	29165,4	0,52	0,00132	0,00395	2376	4,85	5	105,2	100	1
24	tumpuan	34998,52	29165,4	0,52	0,00132	0,00395	2376	4,85	5	105,2	100	1
24		34998,52	29165,4	0,52	0,00132	0,00395	2376	4,85	5	105,2	100	1

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f_c' x b} = \frac{2454 x 400}{0,85 x 40 x 650} = 44,4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{44,4}{0,764} = 58,116 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{58,116}{925,5} = 0,063$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \times (d/c - 1) = 0,003 \times [(925,5/58,116) - 1] = 0,04478$$

Kondisi TENSION karena $\varepsilon_t > 0,005$, sehingga nilai $\phi = 0,9$

Tabel 8.9 Perhitungan Momen Probable

bentang	posisi		tulangan	D	As	a	Mpr
m			n	mm	mm ²	mm	kgm
24	Gempa kanan	+	5	25	2454	55,52	110172,33
		-	5	25	2454	55,52	110172,33
	Gempa kiri	+	5	25	2454	55,52	110172,33
		-	5	25	2454	55,52	110172,33

Beban terbagi rata pada pelat atap (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati : 387 kg/m²

Beban hidup : 100 kg/m²

Beban Balok : 2400x0,65x1 = 1560 kg/m

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

= (1,2D + 1L) x lebar bentang

= (1,2x387 + 1x100)x6 + 1560

= 4946,4 kg/m

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja.

Analisa terhadap Gempa :

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2}$$

$$= \frac{110172,33 + 110172,33}{24 - 0,75} - \frac{4946,4 \times (24 - 0,75)}{2} =$$

$$-48024,71 \text{ kg}$$

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2}$$

$$= \frac{110172,33 + 110172,33}{24 - 0,75} + \frac{4946,4 \times (24 - 0,75)}{2}$$

$$= 66979,1 \text{ kg}$$

Catatan: 0,75 adalah lebar kolom preliminary dalam satuan meter

Pemasangan Tulangan Geser

a Pemasangan Senggang Balok di Daerah Sendi Plastis (Tumpuan) :

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila :

1. Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi ($1.2D+1L$)

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = \frac{110172,33 + 110172,33}{24 - 0,75} = 9477,2 \text{ kg} > 0,5 \times 65347 = 32673,5 \text{ kg (OK)}$$

2. Gaya aksial tekan $< 0,2 \times A_g \times f'_c = 0,2 \times (650 \times 1000) \times 40 = 5200000 \text{ N} = 520000 \text{ kg}$

Karena gaya aksial pada balok sangat kecil maka syarat ke-2 memenuhi (OK)

dengan demikian maka

$$V_s = V_{ekn}/\phi - V_c$$

$$V_c = 1/6 \times (f'_c)^{0,5} \times b \times d = 63411,57 \text{ kg}$$

$$V_s = 65347/0,75 - 63411,57 = 23717,76 \text{ kg} = 237177,6 \text{ N}$$

Direncanakan sengkang 3 kaki $\phi 12$

$$A_v = 4 \times 1/4 \times \pi \times 12^2 = 339,29 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s = 529 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013, Pasal. 21.5.3.2:

1. $d/4 = 231 \text{ mm}$
2. $8 \times \text{Dutama} = 200 \text{ mm}$
3. $24 \times \text{Dsengkang} = 288 \text{ mm}$
4. 300 mm

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu $= 200 \text{ mm}$. Untuk kemudahan pemasangan di lapangan, digunakan jarak $= 200 \text{ mm}$.

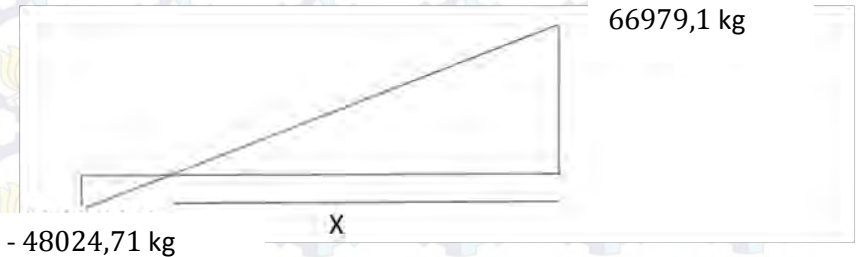
Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 1000 = 2000 \text{ mm}$ dari muka kolom

Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Kontrol kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih besar dari $V_s \text{ max}$.

$$V_{smax} = 0.66\sqrt{f_c'}xbwxd = 251109 \text{ kg} > V_s = 23717,76 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

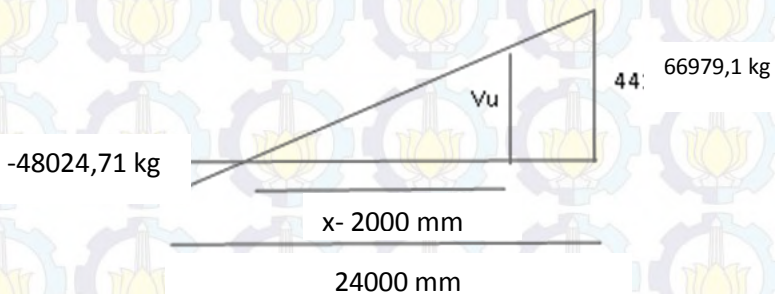
b Pemasangan Senggang di Luar Daerah Sendi Plastis



Dengan perbandingan segitiga, didapat

$$\frac{x}{24 - x} = \frac{66979,1}{48024,71}$$

$$x = 13,97 \text{ m}$$



Gaya geser rencana diluar 2h dari muka kolom (diluar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{13970 - 2000}{13970} = \frac{V_u}{66979,1}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan
 $V_u = 57390,1 \text{ kg}$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{57390,1}{0.75} - 63411,57 = 13108,56 \text{ kg}$$

Digunakan sengkang 4 $\phi 12 \text{ mm}$, maka $A_v =$

$$A_v = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 452,39 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_{yxd}}{V_s} = 1277 \text{ mm}$$

Syarat sengkang tidak boleh melebihi $d/2 = 463 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu $s = 400 \text{ mm}$

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil jarak sengkang diluar sendi plastis = 400 mm .

Resume perhitungan penulangan geser :

Tumpuan : 3 $\phi 12 - 200$

Lapangan : 3 $\phi 12 - 400$

Resume Perhitungan Penulangan Balok Prategang :

Tulangan Lentur

Tumpuan atas = 5 D 25

Tumpuan bawah = 3 D 25

Lapangan atas = 3 D 25

Lapangan bawah = 5 D 25

Tulangan Geser

Tumpuan = 3 $\phi 12 - 200$

Lapangan = 3 $\phi 12 - 400$

Tulangan Torsi

2 buah di sisi kanan dan 2 buah di sisi kiri (D 25)

8.37 KONTROL MOMEN NOMINAL PADA PENAMPANG SECARA KESELURUHAN

Kontrol momen nominal yang dilakukan dimaksudkan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja prategang yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja memenuhi kontrol momen.

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa.. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C' = T$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tendon prategang

Dari perhitungan sebelumnya, didapat besarnya nilai nominal akibat tendon prategang yaitu

$$M_n = 241587,15 \text{ kgm}$$

$$a = 130,99 \text{ mm}$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tulangan tumpuan atas

Dipakai tulangan lentur 5 D 25

$$A_s = 2454,3 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$d = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 2454,3 \cdot 400 \cdot (900 - 130,99/2) = 819250248 \text{ Nmm}$$

$$= 81925,02 \text{ kgm}$$

$$M_n = \text{kuat lentur nominal (Nmm)}$$

$$A_s = \text{luas tulangan tarik (mm}^2\text{)}$$

$$f_y = \text{tegangan leleh baja (MPa)}$$

f'_c = kuat tekan beton yang disyaratkan (MPa)

a = tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$M_n \text{ total} = 241587,15 + 81925,02 = 323512,17 \text{ kgm}$$

$\phi M_n \geq M_u$, dimana nilai $\phi = 0,9$. Nilai M_u yang diambil ialah kombinasi antara beban hidup dan mati, ditambah dengan analisa beban gempa maksimum yang terjadi.

$$0,9 \times 323512,17 \text{ kgm} > 214793,27 \text{ kgm}$$

$$291160,95 \text{ kgm} > 214793,27 \text{ kgm} \dots (\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, maka hasil perhitungan beton prategang secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

8.38 PENGANGKURAN UJUNG

Balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya prategang dengan sistem pasca tarik.

Penulangan pengekanan di seluruh pengankuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengankuran global sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps.18.13.3.2

mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya prategang awal yang diberikan ialah sebagai berikut :

$$F_o = 1463000 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \cdot 1463000 = 1755600 \text{ N}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

$a = 265 \text{ mm}$ (angkur dengan strand 5-19, VSL tabel)

$e = 180 \text{ mm}$ (eksentrisitas pada tumpuan)

$h = 1000 \text{ mm}$

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 1755600 \left(1 - \frac{265}{1000} \right) = 322591,5 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(1000 - 2 \times 180) = 320 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{322591,5}{400} = 806,47 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 3 $\phi 12$ ($A_v = 339,29 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{806,47}{339,29} = 2,3 \approx 3 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{320}{3} = 106,6 \text{ mm, diambil } 100 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 4 $\phi 12$, dengan nilai $s = 100 \text{ mm}$

8.39 PERHITUNGAN PARTIAL PRESTRESSING RATIO (PPR)

$$PPR = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_s}$$

$$PPR = \frac{1773,48 \times 1632,37}{1773,48 \times 1632,37 + 2454,3 \times 400} = 74,6\%$$

atau

$$PPR = \frac{\text{momen batas (prategang)}}{\text{momen batas total (prategang dan tulangan)}}$$

$$PPR = \frac{241587,15}{241587,15 + 81925,02} = 74,6\%$$

Presentase nilai PPR = 74,6% > 60% (syarat minimum nilai PPR).

BAB IX

KESIMPULAN DAN SARAN

9.1 KESIMPULAN

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir “Studi Perbandingan Persyaratan Beton Pratekan Menggunakan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 Dengan Tinjauan Gempa” ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut :

1. Penggunaan prategang ini juga didasari oleh efisiensi yang mampu diberikan balok prategang dibandingkan beton bertulang biasa. Prategang yang menggantikan balok beton bertulang biasa mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi. Pada akhirnya dapat memperkecil struktur rangkanya.
2. Dari segi gaya prategang awal (F_o) yang didapatkan :
 - SNI 03-2847-2002 didapatkan nilai $F_o = 4353$ kN
 - Tendon unit : 5-27
 - Jumlah strand : 25
 - SNI 2847:2013 kelas U didapatkan nilai $F_o = 4481$ kN
 - Tendon unit : 5-27
 - Jumlah strand : 26
 - SNI 2847:2013 kelas T didapatkan nilai $F_o = 2170$ kN
 - Tendon unit : 5-19
 - Jumlah strand : 15
 - SNI 2847:2013 kelas C didapatkan nilai $F_o = 1463$ kN
 - Tendon unit : 5-19
 - Jumlah strand : 14

3. Antara SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 kelas U tidak ada perubahan banyak dalam mendapatkan gaya prategang awal (F_o) sehingga jumlah strand yang digunakan jumlahnya hampir sama.
4. Sedangkan SNI 2847:2013 kelas T dan C mempunyai gaya prategang awal (F_o) yang berbeda jauh dengan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 kelas U karena syarat tegangan yang diijinkan tidak seketat SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 kelas U. Jadi SNI 2847:2013 kelas T dan C memberikan keleluasaan pada perencana untuk menggunakan jumlah strand yang lebih sedikit.
5. Penggunaan SNI 2847:2013 dapat digunakan sebagai acuan perancangan namun peraturannya terlalu ketat dan banyak batasan untuk zona gempa tinggi terutama untuk pasal 21.5.2.5 ayat (a) dan (c) SNI 2847:2013. SNI 2847:2013 dibagi menjadi 3 kelas yaitu kelas U, T, dan C. Kelas U menghasilkan jumlah strand yang paling banyak. Sedangkan kelas C menghasilkan jumlah strand yang paling sedikit.
6. SNI 2847:2013 kelas T dan C yang mempunyai gaya F_o kecil berdampak kepada kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Kehilangan prategang akibat kekangan kolom akan lebih kecil karena mempunyai gaya F_o yang kecil.

7. Di peraturan SNI 03-2847-2002, tulangan lunak yang memikul beban gempa sebesar 100% membutuhkan tulangan minumum saja. Sedangkan dalam peraturan SNI 2847:2013, tulangan lunak yang memikul beban gempa sebesar 75% membutuhkan tulangan minumum saja. Hal ini disebabkan karena dimensi balok prategang masih terlalu besar sehingga A_s tulangan tunak yang digunakan adalah $A_{s\ min}$ ($A_{s\ min} > A_{s\ perlu}$). Oleh karena itu, penghematan kebutuhan tulangan lunak tidak terjadi.
8. Kontrol terhadap syarat SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5 tentang Sistem Pemikul Rangka Momen Khusus didapatkan hasil sebagai berikut :
 - Kontrol tegangan tekan di cgc pada kelas U tidak memenuhi persyaratan 3,5 MPa karena gaya prategang awal (F_o) yang besar menghasilkan tegangan tekan besar. Oleh karena itu, gaya prategang awal (F_o) dikoreksi agar SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5 memenuhi. Caranya dengan mengecilkan gaya F_o tetapi masih masuk dalam batasan kelas U. Hasil yang didapatkan sesudah dilakukan koreksi menggunakan 20 strand dengan gaya F_o sebesar 3415 kN. Sebelum dikoreksi menggunakan 26 strand dengan gaya F_o sebesar 4481 kN. Perbedaan jumlah strand yang terjadi sebanyak 6 strand (sebesar 23%) dan perbedaan gaya F_o sebesar 23,8%.
 - Kontrol tegangan tekan di cgc pada kelas T dan C memenuhi persyaratan 3,5 MPa karena gaya prategang awal (F_o) yang kecil menghasilkan tegangan tekan kecil (dilihat dari persamaannya yaitu $-\frac{F}{A}$ dan $-\frac{F \times e}{W_b}$).
9. Tabel Hasil Output yang didapat dari analisa beton prategang menggunakan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 :

Tabel 9.1 Hasil perbandingan beton prategang menggunakan SNI 03-2847-2002 dan SNI 2847:2013 (kelas U, kelas T, kelas C)

Perbandingan	SNI 03-2847-2002	SNI 2847:2013	SNI 2847:2013	SNI 2847:2013
		Kelas U	Kelas T	Kelas C
Panjang Bentang	24 m	24 m	24 m	24 m
Dimensi balok prategang	65/100 cm	65/100 cm	65/100 cm	65/100 cm
f_c prategang	40 MPa	40 MPa	40 MPa	40 MPa
f_c pelat	40 MPa	40 MPa	40 MPa	40 MPa
d' (selimut)	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
f_{ci} (14 hari)	35,2 MPa	35,2 MPa	35,2 MPa	35,2 MPa
Tebal pelat	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm
Jarak antar balok prategang (s)	6 m	6 m	6 m	6 m
b efektif	1,61 m	1,61 m	1,61 m	1,61 m

Syarat tegangan saat jacking :				
• Tengah bentang				
Tekan	$0,6 \times f_{ci}$ = 21,12 MPa	$0,6 \times f_{ci}$ = 21,12 MPa	$0,6 \times f_{ci}$ = 21,12 MPa	$0,6 \times f_{ci}$ = 21,12 MPa
Tarik	$0,25 \sqrt{f_{ci}}$ = 1,48 MPa	$0,5 \sqrt{f_{ci}}$ = 2,97 MPa	$0,5 \sqrt{f_{ci}}$ = 2,97 MPa	$0,5 \sqrt{f_{ci}}$ = 2,97 MPa
• Tumpuan				
Tekan	$0,6 \times f_{ci}$ = 21,12 MPa	$0,7 \times f_{ci}$ = 24,64 MPa	$0,7 \times f_{ci}$ = 24,64 MPa	$0,7 \times f_{ci}$ = 24,64 MPa
Tarik	$0,5 \times \sqrt{f_{ci}}$ = 2,97 MPa	$0,5 \times \sqrt{f_{ci}}$ = 2,97 MPa	$0,5 \times \sqrt{f_{ci}}$ = 2,97 MPa	$0,5 \times \sqrt{f_{ci}}$ = 2,97 MPa

Syarat tegangan saat beban layan : • Tengah bentang Tekan Tarik				
$0,45 f_c$ $= 18 \text{ MPa}$ $0,5 \sqrt{f_c}$ $= 3,16 \text{ MPa}$				
$0,45 f_c$ $= 18 \text{ MPa}$ Kelas U $= f_t \leq 0,62 \sqrt{f_c}$ $= f_t \leq 3,92 \text{ MPa}$				
$0,45 f_c$ $= 18 \text{ MPa}$ Kelas T $= 0,62 \sqrt{f_c} < f_t \leq \sqrt{f_c}$ $= 3,92 < f_t \leq 6,32 \text{ MPa}$				
$0,45 f_c$ $= 18 \text{ MPa}$ Kelas C $= f_t > \sqrt{f_c}$ $= f_t > 6,32 \text{ MPa}$				
Pembebanan • Berat pelat • Berat sendiri balok • Beban hidup				
$q_d = 1728 \text{ kg/m}$ $q_d = 1560 \text{ kg/m}$ $q_l = 600 \text{ kg/m}$				
$q_d = 1728 \text{ kg/m}$ $q_d = 1560 \text{ kg/m}$ $q_l = 600 \text{ kg/m}$				
$q_d = 1728 \text{ kg/m}$ $q_d = 1560 \text{ kg/m}$ $q_l = 600 \text{ kg/m}$				
$q_d = 1728 \text{ kg/m}$ $q_d = 1560 \text{ kg/m}$ $q_l = 600 \text{ kg/m}$				
Analisa Penampang • cgc (dari bawah) • $I_{komposit}$				
$52,139 \text{ cm}$ 7478930 cm^4				
$52,139 \text{ cm}$ 7478930 cm^4				
$52,139 \text{ cm}$ 7478930 cm^4				
$52,139 \text{ cm}$ 7478930 cm^4				

• W_t	156263,55 cm ³	156263,55 cm ³	156263,55 cm ³	156263,55 cm ³
• W_b	143442,15 cm ³	143442,15 cm ³	143442,15 cm ³	143442,15 cm ³
• K_t	18,746 cm	18,746 cm	18,746 cm	18,746 cm
• K_b	20,421cm	20,421cm	20,421cm	20,421cm
Eksentrisitas				
• Tumpuan	178,61mm (di atas cgc)	178,61mm (di atas cgc)	178,61mm (di atas cgc)	178,61mm (di atas cgc)
• Tengah bentang	421,39mm (di bawah cgc)	421,39mm (di bawah cgc)	421,39mm (di bawah cgc)	421,39mm (di bawah cgc)
Fo	4353 kN	4481 kN	2170 kN	1463 kN
Tendon	Tendon unit : 5-27 Jumlah strand : 25	Tendon unit : 5-27 Jumlah strand : 26	Tendon unit : 5-19 Jumlah strand : 15	Tendon unit : 5-19 Jumlah strand : 14
Kehilangan prategang	21,1%	21,96%	23,61%	23,74%

F	3435 kN	3497 kN	1658 kN	1116 kN
Kontrol Lendutan (syarat batas 50 mm)				
• Saat jacking	-16,93 mm (↑)	-18,99 mm (↑)	18,44 mm (↓)	29,88 mm (↓)
• Saat beban kerja	8,56 mm (↓)	7,57 mm (↓)	37,34 mm (↓)	46,12 mm (↓)
Kontrol Momen Nominal ϕM_n	365149,87 kgm	376630,31 kgm	231651,71 kgm	217428,44 kgm
Kontrol Momen Retak $\phi M_n > 1,2M_{cr}$	365149,87 kgm > 327221,81 kgm	376630,31 kgm > 214793,27 kgm	231651,71 kgm > 188611,98 kgm	217428,44 kgm > 149012,37 kgm
Daerah Limit Kabel				
• a1	471 mm	463 mm	977 mm	1450 mm
• a2	255 mm	248 mm	512 mm	760 mm
Penulangan Balok				
• Tulangan lentur Tumpuan atas	5 D 25	5 D 25	5 D 25	5 D 25

Tumpuan bawah	3 D 25	3 D 25	3 D 25	3 D 25
Lapangan atas	3 D 25	3 D 25	3 D 25	3 D 25
Lapangan bawah	5 D 25	5 D 25	5 D 25	5 D 25
• Tulangan Geser	3 ϕ 12 – 200	3 ϕ 12 – 200	3 ϕ 12 – 200	3 ϕ 12 – 200
Tumpuan	3 ϕ 12 – 400	3 ϕ 12 – 400	3 ϕ 12 – 400	3 ϕ 12 – 400
Lapangan				
• Tulangan Torsi	2 buah di sisi kanan dan 2 buah di sisi kiri (D 25)	2 buah di sisi kanan dan 2 buah di sisi kiri (D 25)	2 buah di sisi kanan dan 2 buah di sisi kiri (D 25)	2 buah di sisi kanan dan 2 buah di sisi kiri (D 25)
Kontrol Momen Nominal pada Penampang Secara Keseluruhan ϕM_n	429748,27 kgm	445402 kgm	304970,72 kgm	291160,95 kgm
Pengangkuran Ujung	4 ϕ 12 – 60 mm	4 ϕ 12 – 50 mm	4 ϕ 12 – 80 mm	4 ϕ 12 – 100 mm
PPR (Partial Prestressing Ratio)	84%	84,5%	75,9%	74,6%

9.2 SARAN

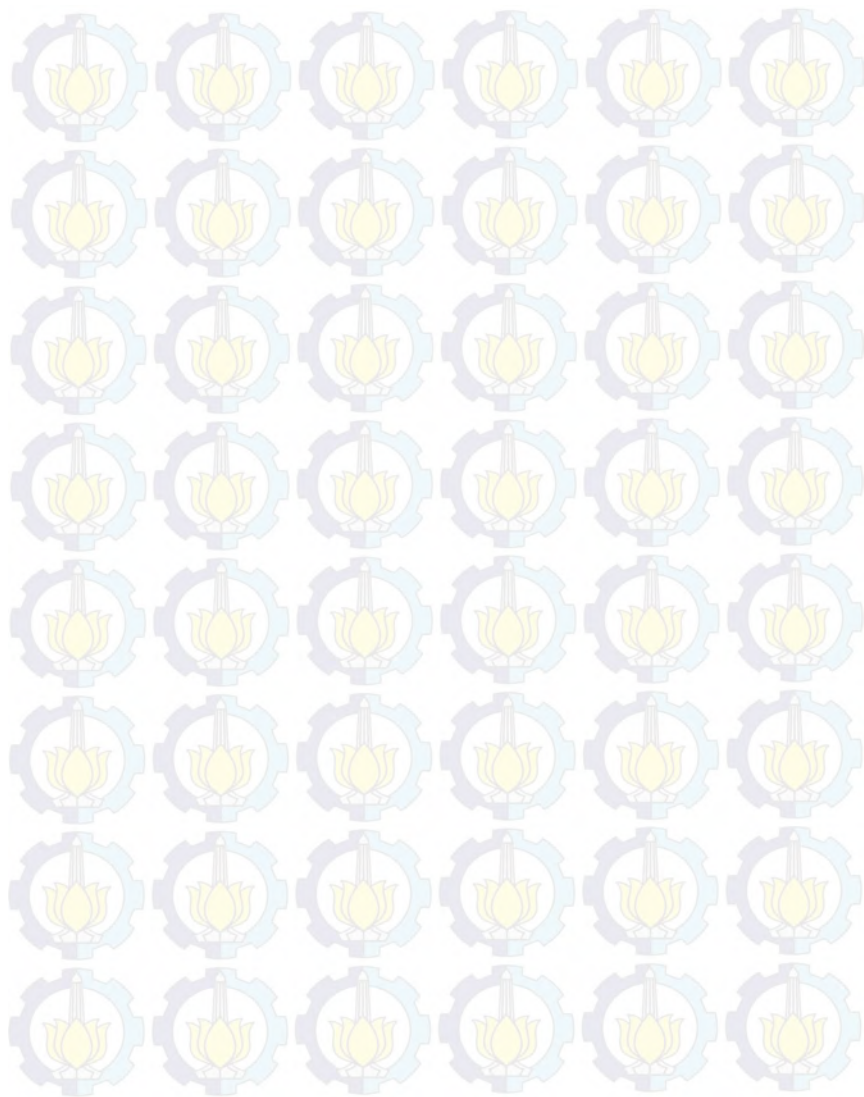
Berdasarkan pada hasil perancangan, implementasi, dan uji coba yang telah dilakukan, berikut beberapa saran yang dapat diajukan :

1. Guna melengkapi perbandingan antara SNI 03-2847-2002 dengan SNI 2847:2013 untuk beton prategang yang menerima beban gempa dapat dilakukan studi lebih lanjut terhadap perbandingan peraturan SNI 03-2847-2002 dengan SNI 2847:2013 untuk perancangan beton prategang terhadap zona gempa rendah.
2. Diperlukan studi lanjutan terhadap perbandingan beton prategang antara SNI 03-2847-2002 dengan SNI 2847:2013 sampai mendapatkan dimensi beton yang seminimal atau sekecil mungkin tetapi masih memenuhi persyaratan-persyaratan yang ada.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2002. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)**. Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 1726:2012)**. Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. 2002. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)**. Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)**. Jakarta: BSNI.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983**. Jakarta: PU.
- Lin, T.Y., dan Burns, N.H. 1996. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta: Erlangga.
- Nawy, Edward G. 1996. **Prestressed Concrete : A Fundamental Approach, 2nd Edition**. New Jersey: Prentice Hall.
- Purnowo, Rahmat. 2005. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya: ITS Press.
- E. Caecilia. 2009. **Analisis dan Desain Balok Bentang 18 M pada Gedung 9 Lantai dengan Beton Prategang dan Baja Profil Khusus**. Jakarta.
- Sigit. 2008. **Perhitungan kehilangan Pratekan Total dengan Memakai Teori Kemungkinan**. Jakarta: Jurnal aplikasi.
- Fiorato, Anthony E. 2008. **Significant Changes to ACI 318-08 Relative to Precast/Prestressed Concrete : Part 3**. Chicago: Precast/Prestressed Concrete Institute.

“halaman ini sengaja dikosongkan”



STRAND PROPERTIES – TO AS1311

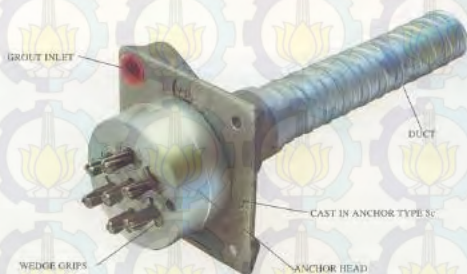
Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	$\times 10^7$

TENDON PROPERTIES

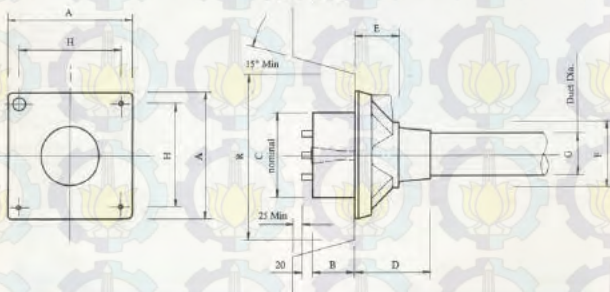
STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
	4	736	51
5-7	5	920	51
	6	1105	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
5-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-37	32	5880	114
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
	37	6810	115
5-42	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
	42	7730	118
	43	7910	127
5-48	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
	49	9020	135
	50	9200	135
5-55	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
	4	1000	51
6-7	5	1250	59
	6	1500	59
	7	1750	59
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
	42	10500	135
6-48	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
	48	12000	144
6-55	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.
 3. Duct external dia. = 1. Dia. + 6mm nominal
 4. Corrugated polyethylene PT-PlusTM duct is also available, refer page 14.
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END

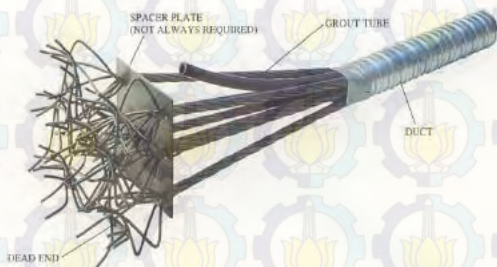


TENDON UNIT		Dimensions (mm)							
		A	B	C	D	E	F	G In. Dia.	H
STRAND TYPE 15.7mm	*5-38	135	57	90	191	16	56	39	116
	*5-47	150	57	90	216	16	64	39	125
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125
	5-12	225	54	160	160	84	120	69	151
	5-19	265	66	180	210	110	145	84	200
	5-22	290	77	200	215	140	155	90	230
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250
	5-37	370	107	250	320	160	200	113	305
	5-42	390	132	290	340	168	217	118	325
STRAND TYPE 15.2mm	5-48	430	122	300	340	161	233	127	365
	5-55	465	142	320	340	160	400	135	400
	*6-39	150	60	90	190	16	56	39	116
	*6-48	165	54	120	100	60	85	51	125
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	150
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250
	6-29	370	107	250	320	160	200	113	305
	6-31	390	132	290	340	160	217	118	325
STRAND TYPE 15.2mm	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400
	*6-48P	525	155	340	1035	110	269	144	455
	*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520

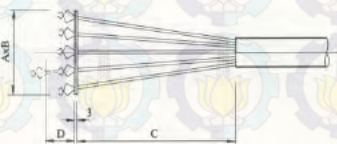
Note: Dimension B does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases.

Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE H



STRAND TYPE 12.7mm				
TENDON UNIT	A	B Dimensions (mm)	C	D
5-3	125	125	600	-
5-4	125	125	600	-
5-7	175	150	600	-
5-12	200	250	1000	150
5-19	275	300	1000	150
5-22	400	300	1000	150
5-27	450	400	1000	150
5-31	450	425	1000	150
5-37	525	450	1100	150
5-42	600	450	1100	150
5-48	645	450	1200	150
5-55	700	500	1200	150

STRAND TYPE 15.2mm				
TENDON UNIT	A	B Dimensions (mm)	C	D
6-3	150	150	600	-
6-4	150	150	600	-
6-7	200	170	600	-
6-12	250	200	1000	150
6-19	450	350	1000	150
6-22	500	350	1000	150
6-27	550	450	1100	150
6-31	550	475	1100	150
6-37	600	550	1100	150
6-42	700	550	1200	150
6-48	745	550	1200	150
6-55	800	600	1200	150

Deformed Bars

S.A. 9000, 11000



Chemical Composition

Steel Class	Chemical Composition(%)					
	C	Si	Mn	P	S	CE
BjTS 30	0.27 max	0.55 max	1.50 max	0.05 max	0.05 max	
BjTS 35	0.27 max	0.55 max	1.60 max	0.05 max	0.05 max	0.50 max
BjTS 40	0.29 max	0.55 max	1.80 max	0.05 max	0.05 max	0.55 max
BjTS 50	0.32 max	0.55 max	1.80 max	0.05 max	0.05 max	0.60 max

Mechanical Properties

Steel Class	Tensile Test			Bending Test	
	Min Yield Point (kgf/mm ²)	Min Tensile Strength (kgf/mm ²)	Min Elongation (%)	Bending Angle	Bending Diameter
BjTS 30	30	45	18	180°	3 x d
BjTS 35	35	50	20	180°	4 x d
BjTS 40	40	57	18	180°	5 x d
BjTS 50	50	63	14	90°	5 x d

Dimension

Designation	Cross Sectional Area (mm ²)	Unit Weight		Deformation Requirements			
		Effective (kg/m)	Tolerance (%)	Min Height (mm)	Max Height (mm)	Max Spacing (mm)	Max Gap (mm)
D 10	78.54	0.617	±7	0.5	1.0	7.0	7.9
D 13	132.7	1.04	±6	0.7	1.3	9.1	10.2
D 16	201.1	1.58	±6	0.8	1.6	11.2	12.6
D 19	283.5	2.23	±5	1.0	1.9	13.3	14.9
D 22	380.1	2.98	±5	1.1	2.2	15.4	17.3
D 25	490.9	3.85	±5	1.3	2.5	17.5	19.7
D 29	662.5	5.18	±4	1.5	2.9	20.3	22.6
D 32	804.2	6.31	±4	1.6	3.2	22.4	25.1
D 36	1018.0	7.99	±4	1.8	3.6	25.2	28.3

Plain Bars

Teknis (Kecv) - 17.401



Chemical Composition

Steel Class	Chemical Composition(%)					
	C	Si	Mn	P	S	CE
BjTP 24	-	-	-	0.05 max	0.05 max	-
BjTP 30	-	-	-	0.05 max	0.05 max	-

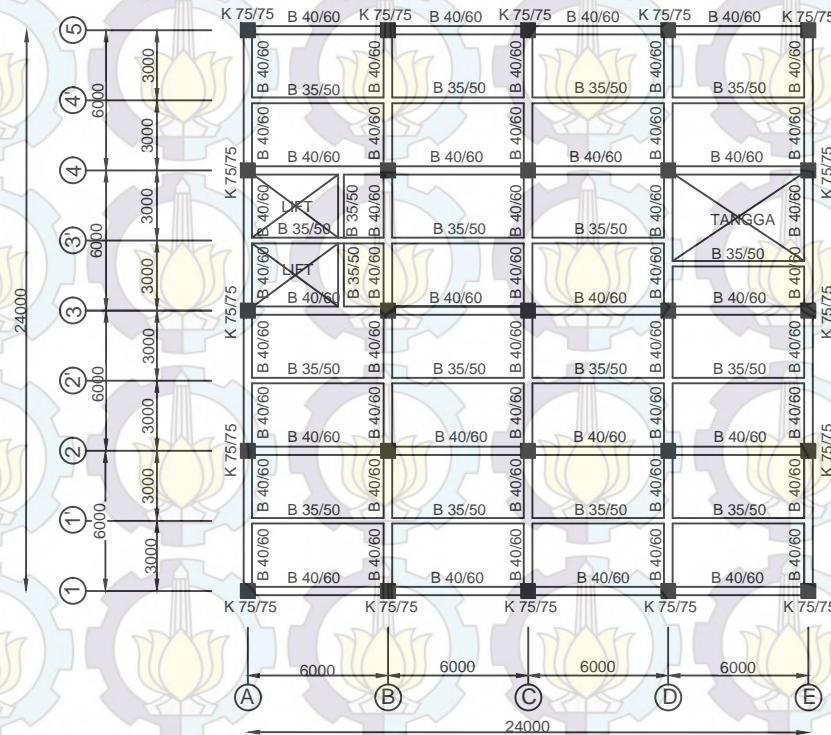
Mechanical Properties

Steel Class	Tensile Test			Bending Test	
	Min Yield Point (kg/mm ²)	Min Tensile Strength (kg/mm ²)	Min Elongation (%)	Bending Angle	Bending Diameter
BjTP 24	24	39	24	180°	3 x d
BjTP 30	30	45	20	180°	4 x d

Dimension

Designation	Cross Sectional Area (mm ²)	Unit Weight	
		Effective (kg/m)	Tolerance (%)
8	50.27	0.395	± 7
10	78.54	0.617	± 6
12	113.1	0.888	± 6
14	153.9	1.12	± 6
16	201.1	1.58	± 5
19	283.5	2.23	± 5
22	380.1	2.98	± 5
25	490.9	3.85	± 5
28	615.8	4.83	± 5
32	804.2	6.31	± 4
36	1017.9	7.99	± 4

“halaman ini sengaja dikosongkan”



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 1-11
SKALA 1 : 200



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER SURABAYA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL

Nama Gambar :

DENAH PEMBALOKAN LANTAI 1-11

Skala :
1 : 200

Mahasiswa :

Freddy Alfreida
31 12 100 007

Dosen Pembimbing :

Prof. Tawio, S.T, M.T, Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

MATA KULIAH

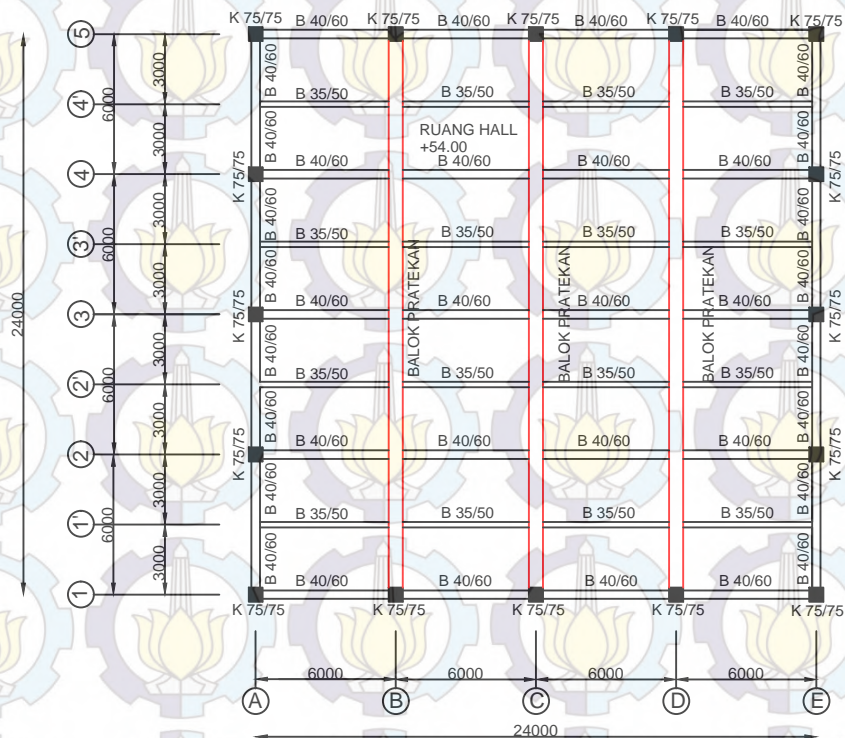
TUGAS AKHIR


No Lembar :

01

Jumlah Lembar :

10



 DENAH PEMBALOKAN LANTAI ATAP
SKALA 1 : 200



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER SURABAYA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL

Nama Gambar :

DENAH PEMBALOKAN LANTAI ATAP

Skala :
1 : 200

Mahasiswa :
Freddy Alfreida
31 12 100 007

Dosen Pembimbing :
Prof. Tawio, S.T, M.T, Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

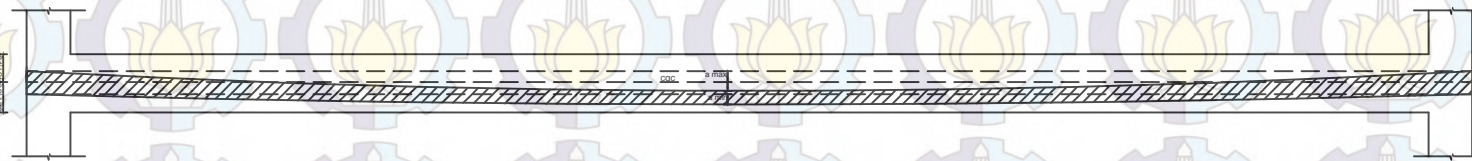
No Lembar :

02

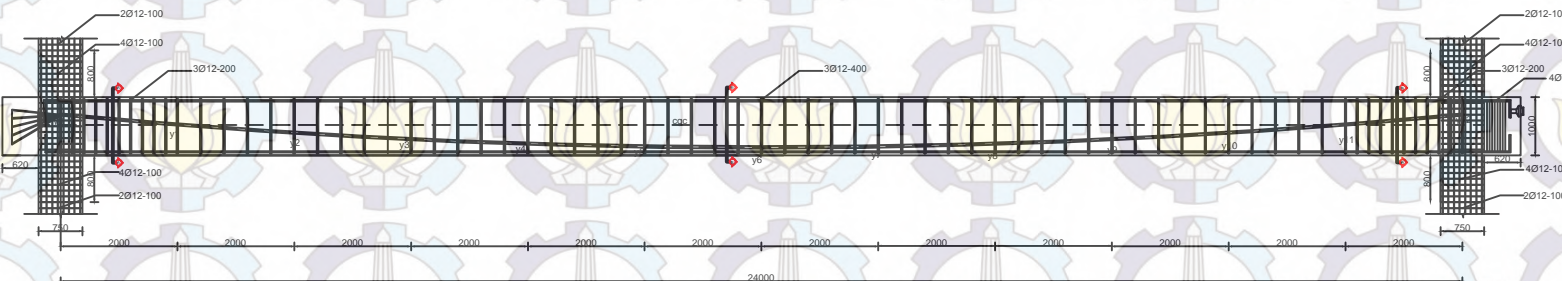
Jumlah Lembar :

10





DAERAH LIMIT KABEL PRESTRESS
SKALA 1 : 80



No	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
x (mm)	0	2000	4000	6000	8000	10000	12000	14000	16000	18000	20000	22000	24000
y (mm)	700	516,6	366,6	250	166,6	116,6	100	116,6	166,6	250	366,6	516,6	700

PENULANGAN BALOK PRESTRESS
SKALA 1 : 80



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER SURABAYA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL

Nama Gambar :

DAERAH LIMIT KABEL PRESTRESS
PENULANGAN BALOK PRESTRESS

Skala :
1 : 80

Mahasiswa :

Freddy Alfreda
31 12 100 007

Dosen Pembimbing :

Prof. Tawio, S.T, M.T, Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

MATA KULIAH

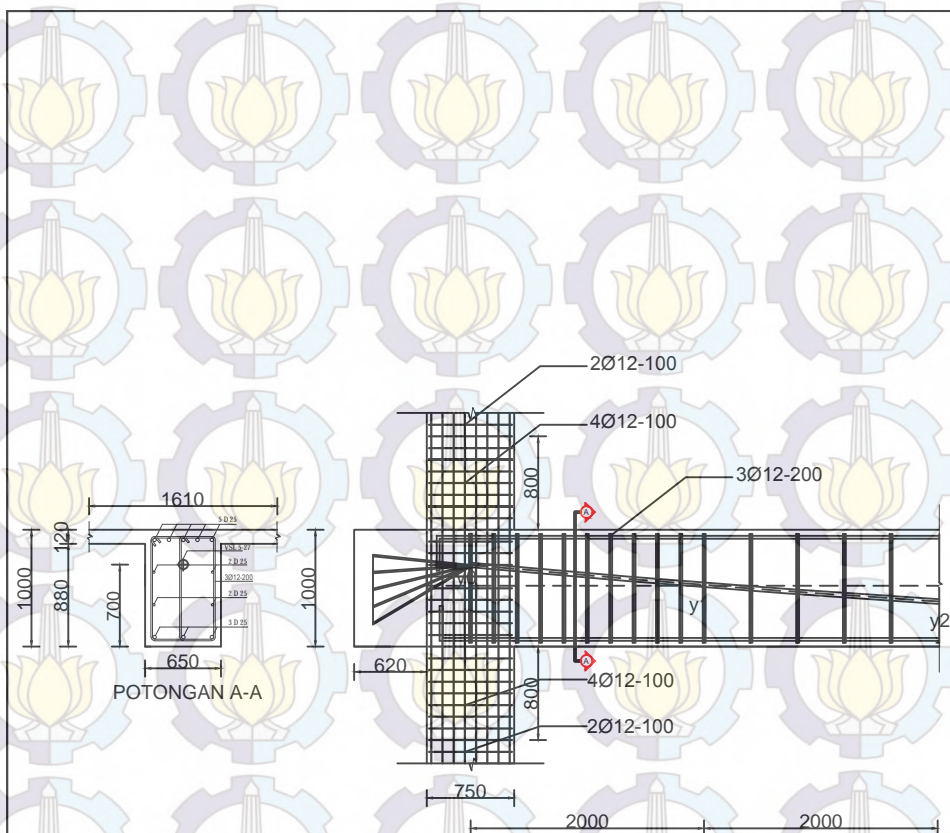
TUGAS AKHIR

No Lembar :

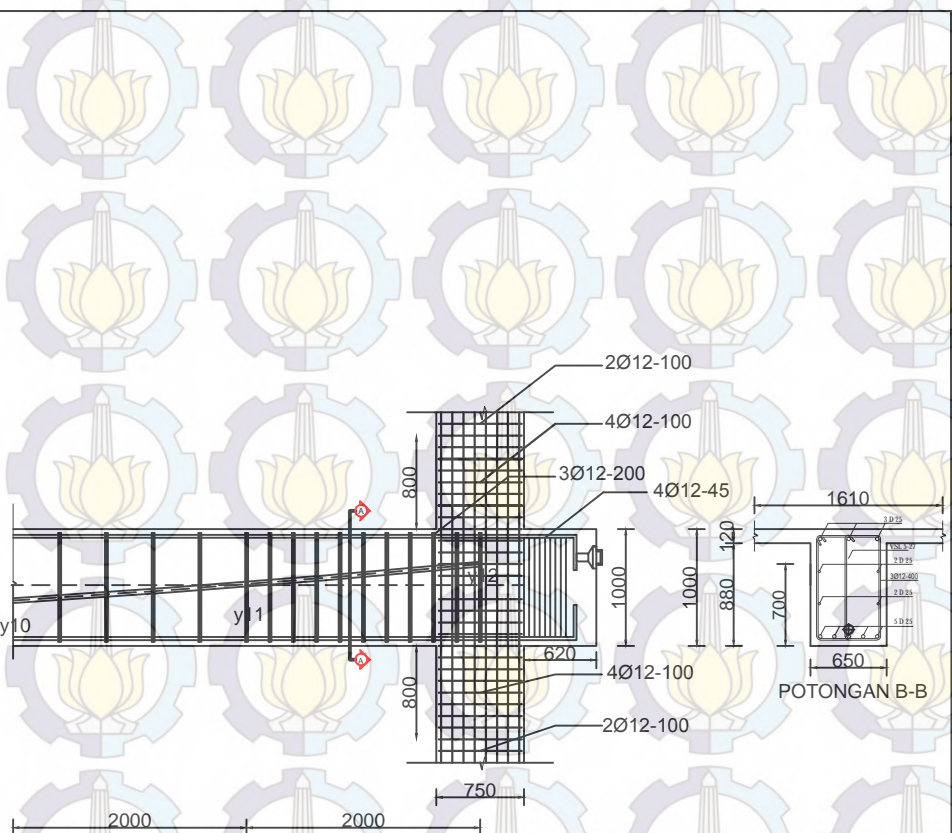
05

Jumlah Lembar :

10



DETAIL ANGKUR MATI
SKALA 1 : 40



DETAIL ANGKUR HIDUP
SKALA 1 : 40



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER SURABAYA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL

Nama Gambar :

DETAIL ANGKUR MATI
DETAIL ANGKUR HIDUP

Skala :
1 : 40

Mahasiswa :
Freddy Alfreida
31 12 100 007

Dosen Pembimbing :
Prof. Tawio, S.T, M.T, Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

No Lembar :

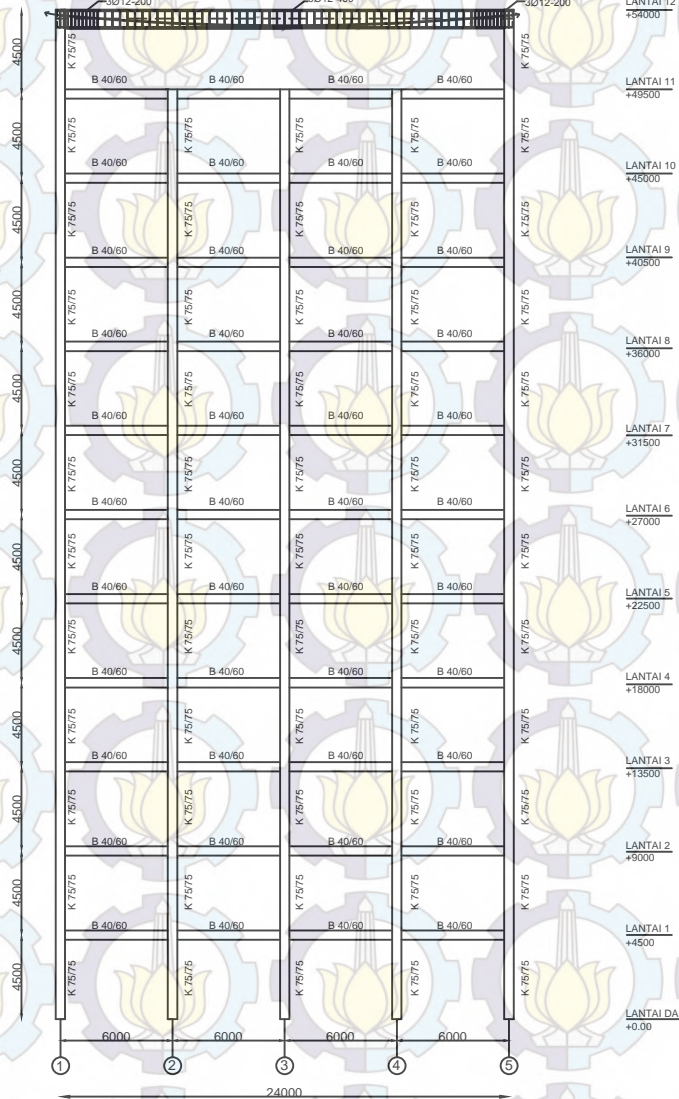
06

Jumlah Lembar :

10

$F_o = 4353 \text{ kN}$
SNI 2847-2002

$F_o = 4353 \text{ kN}$
SNI 2847-2002



POTONGAN MELINTANG BALOK PRATEGANG
SNI 2847-2002

SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER SURABAYA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL

Nama Gambar :

POTONGAN MELINTANG BALOK PRATEGANG
SNI 2847-2002

Skala :
1 : 250

Mahasiswa :
Freddy Alfreda
31 12 100 007

Dosen Pembimbing :
Prof. Tawio, S.T., M.T., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

MATA KULIAH

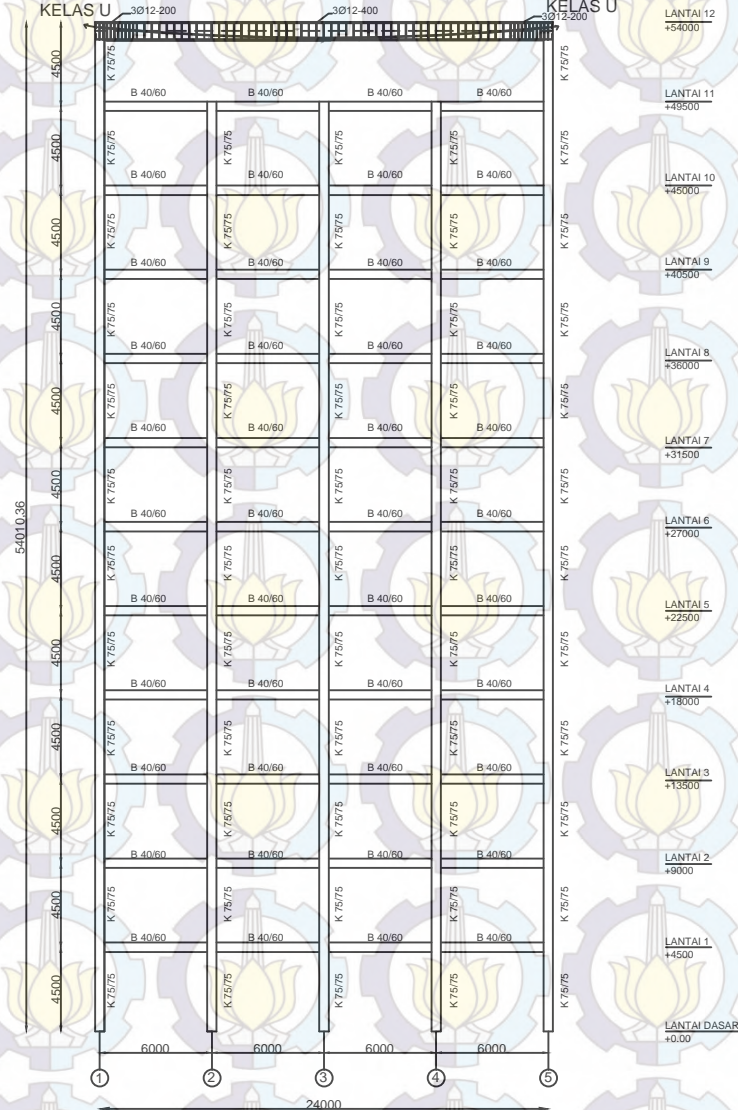
TUGAS AKHIR

No Lembar :
07

Jumlah Lembar :
10

Fo = 4481 kN
SNI 2847:2013
KELAS U

Fo = 4481 kN
SNI 2847:2013
KELAS U



POTONGAN MELINTANG BALOK PRATEGANG
SNI 2847:2013 KELAS U

SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER SURABAYA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL

Nama Gambar :

POTONGAN MELINTANG BALOK PRATEGANG
SNI 2847:2013 KELAS U

Skala :
1 : 250

Mahasiswa :
Freddy Alfreda
31 12 100 007

Dosen Pembimbing :
Prof. Tawio, S.T, M.T, Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

No Lembar :

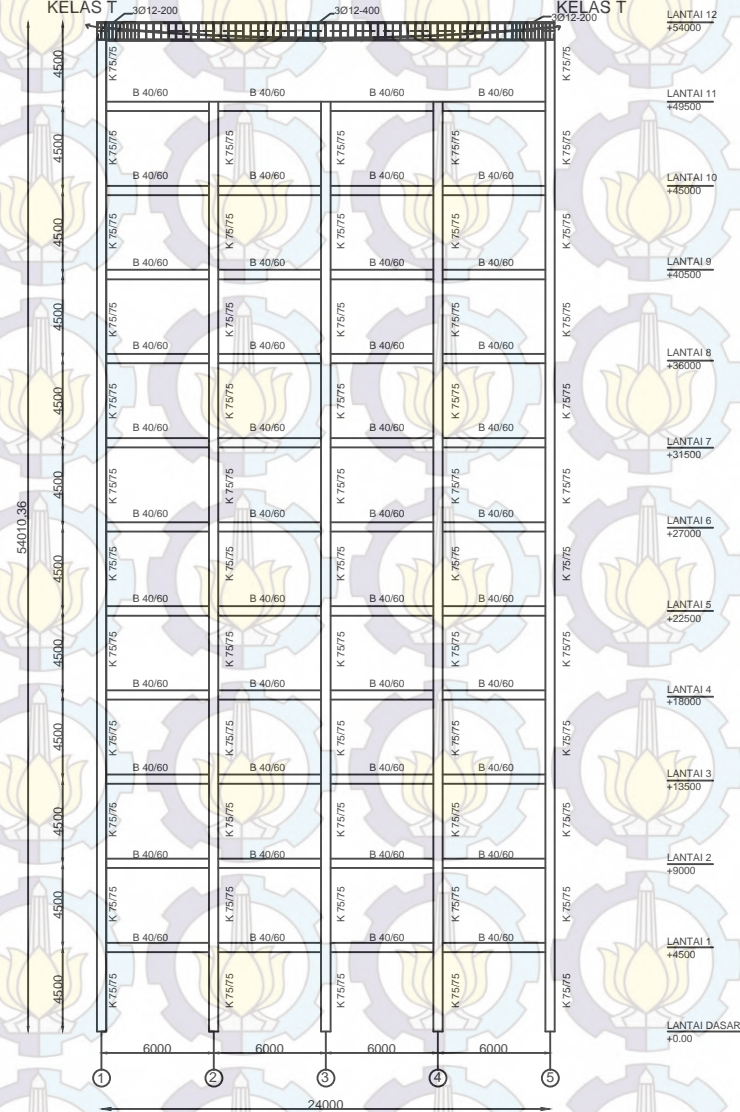
08

Jumlah Lembar :

10

$F_0 = 2170 \text{ kN}$
SNI 2847:2013
KELAS T

$F_0 = 2170 \text{ kN}$
SNI 2847:2013
KELAS T



POTONGAN MELINTANG BALOK PRATEGANG
SNI 2847:2013 KELAS T

SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER SURABAYA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL

Nama Gambar :

POTONGAN MELINTANG BALOK PRATEGANG
SNI 2847:2013 KELAS T

Skala :
1 : 250

Mahasiswa :
Freddy Alfreida
31 12 100 007

Dosen Pembimbing :
Prof. Tawio, S.T., M.T., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

MATA KULIAH

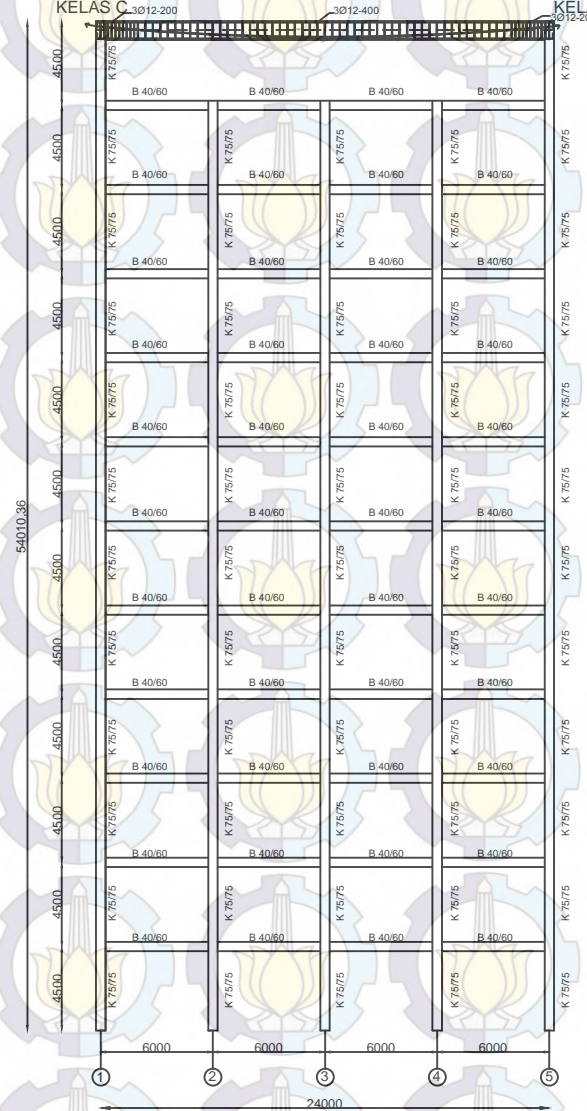
TUGAS AKHIR

No Lembar :
09

Jumlah Lembar :
10

Fo = 1463 kN
SNI 2847:2013
KELAS C

Fo = 1463 kN
SNI 2847:2013
KELAS C



POTONGAN MELINTANG BALOK PRATEGANG SNI 2847:2013 KELAS C

SKALA 1 : 250



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER SURABAYA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL

Nama Gambar :

POTONGAN MELINTANG BALOK PRATEGANG
SNI 2847:2013 KELAS C

Skala :

1 : 250

Mahasiswa :

Freddy Alfreda
31 12 100 007

Dosen Pembimbing :

Prof. Tawio, S.T, M.T, Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

No Lembar :

10

Jumlah Lembar :

10

BIODATA PENULIS



Penulis lahir di Surabaya, pada tanggal 17 Februari 1994 dengan nama lengkap Freddy Alfreda. Penulis merupakan anak kedua dari 4 bersaudara. Pendidikan formal yang telah ditempuh oleh penulis, yaitu TK Petra 5 Surabaya, SD Petra 5 Surabaya, SMP Petra 3 Surabaya, SMA Petra 2 Surabaya. Setelah lulus dari SMA Petra 2 Surabaya, penulis mengikuti SNMPTN (Seleksi Nasional Masuk Perguruan Tinggi Negeri) Jalur Undangan dan diterima di jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya pada tahun 2012 dan terdaftar dengan NRP. 3112100007.

Selama berkuliah di Jurusan Teknik Sipil ITS, penulis sangat tertarik pada Bidang Studi Struktur, terutama pada penggunaan beton prategang untuk bentang panjang di dalam struktur gedung. Oleh karena itu pada Tugas Akhir ini penulis mengambil topik bahasan mengenai studi gedung yang menggunakan beton prategang. Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri. Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat melalui email: **freddyalfreda@gmail.com**